



M 2014

AVALIAÇÃO DA EFICIÊNCIA DAS TÉCNICAS DE EXECUÇÃO DE ATERROS HIDRÁULICOS E RESPECTIVAS TÉCNICAS DE MELHORAMENTO

DIOGO MIGUEL MAIA PEDROSO FARIA
DISSERTAÇÃO DE MESTRADO APRESENTADA
À FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO EM
ENGENHARIA CIVIL

AVALIAÇÃO DA EFICIÊNCIA DAS TÉCNICAS DE EXECUÇÃO DE ATERROS HIDRÁULICOS E RESPECTIVAS TÉCNICAS DE MELHORAMENTO

DIOGO MIGUEL MAIA PEDROSO FARIA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor António Joaquim Pereira Viana da
Fonseca

Coorientador: Engenheiro Ivo Rosa

JUNHO DE 2014

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2013/2014

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2012/2013 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2014.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus pais

AGRADECIMENTOS

Gostaria de deixar o meu profundo agradecimento a todos os que me auxiliaram na realização desta dissertação, pela disponibilidade e dedicação que demonstraram ao longo da realização deste trabalho, mas também aos que me acompanharam ao longo dos últimos anos.

Ao Professor António Viana da Fonseca, orientador da dissertação, pela disponibilidade e abertura para discussão dos vários assuntos, conhecimentos transmitidos e sempre de tudo ter feito para que nada faltasse à realização deste trabalho.

Ao engenheiro e co-orientador Ivo Rosa, da Teixeira Duarte Engenharia e Construções, S.A., pela forma disponível, prestável e interessada que sempre mostrou na resolução e discussão dos obstáculos que iam sendo enfrentados. Não posso deixar de agradecer, ainda, o tratamento que me dedicou durante o tempo em que me encontrei em Lisboa a trabalhar nas instalações da Teixeira Duarte.

Ao Professor José Couto Marques pela cedência do equipamento onde foram construídos os modelos físicos, sem o qual não seria possível parte deste trabalho.

À engenheira Daniela Coelho pela ajuda de forma interessada, disponível e paciente na construção e ensaio dos modelos físicos, sacrificando, por vezes, horas do seu trabalho.

Aos engenheiros João Vasco e Fernando Oliveira da OFM – Obras Públicas, Ferroviárias e Marítimas, SA, pelos esclarecimentos prestados e informação disponibilizada, relativos à execução de dragagens.

Ao Gonçalo Ferreira pelo apoio prestado durante à realização desta dissertação, mas sobretudo pela amizade e companheirismo demonstrados ao longo do caminho que fomos trilhando em conjunto nestes últimos cinco anos.

Aos meus amigos Fábio Silva, Luís Tavares, Jerónimo Martingo, João Martins, João Rangel, Sofia Vieira, Patrícia Brandão, Pedro Lopes, Tiago Modesto e Vasco Carvalho, sem os quais também não teria sido possível chegar até aqui.

Aos meus pais, a quem dedico o trabalho, irmão e restante família por sempre me terem proporcionado todas as condições, compreensão, apoio e carinho para que pudesse atingir os meus objetivos.

RESUMO

Perante o crescimento de algumas regiões ou locais, costeiros e com restrições de expansão territorial, a construção de aterros hidráulicos é uma das soluções habitualmente utilizadas para dar resposta a casos deste género. Dependendo da finalidade com que estes aterros possam ser construídos, podem apresentar maiores ou menores exigências do ponto de vista do desempenho (capacidade de carga, deformabilidade, suscetibilidade à liquefação). Apesar da evolução tecnológica verificada ao longo dos últimos anos, os processos de construção dos aterros podem ser incapazes de conferir, logo à partida, as características necessárias. Desta forma, existe a necessidade de recorrer a técnicas de melhoramento de solos para dotar a estrutura das características pretendidas.

Este trabalho procura avaliar o impacto que os processos habituais de construção têm sobre o estado inicial do aterro hidráulico, bem como a eficiência da técnica de melhoramento de solos por vibroflutuação em solos granulares. A avaliação destes dois aspetos são enquadrados num procedimento de controlo da qualidade, implementado em dois casos de estudo, com base em metodologias de reconhecimento geotécnico próprias. Os dois casos de estudo analisados neste trabalho são um campo experimental situado na Ria de Aveiro e a construção do aterro hidráulico no Porto de La Guaira (Venezuela), ambos empreitadas da empresa Teixeira Duarte Engenharia e Construções, S.A.. Em ambos os casos avalia-se a influência que variáveis como a malha e o tempo de tratamento e percentagem de finos têm sobre o resultado final. Por fim, apresenta-se um estudo, conduzido em laboratório, sobre a influência de camadas de material fino numa coluna de material granular tratada por vibroflutuação.

PALAVRAS-CHAVE: aterros hidráulicos, obras portuárias, técnicas de melhoramento, controlo de qualidade, vibroflutuação

ABSTRACT

Given the growth of some regions or locations, along the coast and with restricted territorial expansion, construction of hydraulic landfill is one of the solutions commonly used to solve cases of this kind. Depending on the purpose for which they can be built, landfills can have greater or lesser requirements in terms of performance (bearing capacity, deformability or susceptibility to liquefaction). Despite the technological developments over the past few years, the processes of construction of hydraulic fills may be unable to assign the required performance. Thus, there is a need for techniques for soil improvement to provide to the structure the desired performance.

This study evaluates the impact that the usual construction processes have on the initial state of the hydraulic fill, as well as the efficiency of the technique of soil improvement by vibroflotation in granular soils. The evaluation of these two aspects are framed in a quality control procedure, implemented in two case studies based on methodologies of geotechnical recognition. The two case studies analyzed are an experimental field located in the Ria de Aveiro and the construction of the hydraulic fill in the Port of La Guaira (Venezuela), both contracts of the company Teixeira Duarte – Engenharia e Construções, S.A.. In both cases was evaluated the influence of variables such as treatment grid and probe penetration velocity and fines content have on the final result. Finally, it's presented a study conducted in the laboratory, the influence of thin layers of clay or silt on a column of granular material treated by vibroflotation.

KEYWORDS: hydraulic fill, port works, soil improvement, quality control, vibroflotation

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V
 1 INTRODUÇÃO	 1
1.1. INTRODUÇÃO	1
1.2. OBJETIVOS E ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	2
 2 ATERROS HIDRÁULICOS.....	 3
2.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	3
2.1.1. DRAGAGEM	4
2.1.1.1. Dragagem de sucção simples (<i>Plain suction dredger</i>)	4
2.1.1.2. Dragagem de sucção com desagregadores (<i>Cutter suction dredger</i>)	4
2.1.1.3. Dragagem de corte com escavadoras (<i>Backhoe dredger</i>)	5
2.1.1.4. Dragagem de corte com balde de maxilas (<i>Grab dredger</i>).....	5
2.1.1.5. Dragagem de corte com baldes (<i>Bucket dredger</i>)	6
2.1.1.6. Limitações operacionais.....	6
2.1.2. TRANSPORTE	8
2.1.3. DESCARGA	9
2.1.3.1. Métodos de descarga de material.....	10
2.1.3.2. Influência dos métodos de descarga nas propriedades do aterro construído	12
 3 MELHORAMENTO DE SOLOS	 15
3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	15
3.2. COMPACTAÇÃO SUPERFICIAL.....	16
3.2.1. CILINDRO DE PÉS DE CARNEIRO	16
3.2.2. CILINDRO DE PNEUS.....	17
3.2.3. CILINDRO DE RASTO LISO	18
3.3. COMPACTAÇÃO DINÂMICA	18
3.4. VIBROSUBSTITUIÇÃO	20
3.5. VIBROFLUTUAÇÃO.....	20
3.5.1. SUSCETIBILIDADE AO TRATAMENTO POR VIBROFLUTUAÇÃO	22
3.5.1.1. Número de adequabilidade de Brown.....	22
3.5.1.2. Fuso granulométrico de Mitchell	23
3.5.1.3. Classificação de adequabilidade de Massarch.....	24
3.5.2. EQUIPAMENTO E PROCEDIMENTO DE TRATAMENTO	25

3.5.3.	PROFUNDIDADE DE TRATAMENTO	25
3.5.4.	MALHA DE TRATAMENTO.....	25
3.5.5.	TEMPO DE TRATAMENTO	27
3.5.6.	BLOCOS DE ENSAIO.....	28
3.5.7.	SUBSIDÊNCIA.....	29
3.5.8.	PARTICULARIDADES DO TRATAMENTO POR VIBROFLUTUAÇÃO.....	30
3.5.8.1.	Camada de material fino	30
3.5.8.2.	Areias carbonatadas	31
3.5.9.	PÓS-TRATAMENTO.....	39

4 METODOLOGIAS DE RECONHECIMENTO41

4.1.	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	41
4.2.	ENSAIOS LABORATORIAIS	42
4.2.1.	COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA	42
4.2.2.	ÍNDICE DE VAZIOS (MÍNIMO E MÁXIMO)	43
4.2.3.	DENSIDADE RELATIVA (OU ÍNDICE DE COMPACIDADE)	45
4.3.	ENSAIOS <i>IN SITU</i>	46
4.3.1.	ENSAIO SPT	46
4.3.2.	ENSAIO CPT	50
4.4.	CONTROLO DA QUALIDADE DO TRATAMENTO	63

5 APRESENTAÇÃO DOS CASOS DE ESTUDO67

5.1.	CONSIDERAÇÕES GERAIS	67
5.2.	CASO DE ESTUDO: RIA DE AVEIRO	67
5.2.1.	RIA DE AVEIRO	67
5.2.2.	RECONHECIMENTO GEOTÉCNICO INICIAL	68
5.2.3.	ANÁLISE DA SUSCETIBILIDADE DO TERRENO PARA SER TRATADO POR VIBROFLUTUAÇÃO	70
5.2.4.	EQUIPAMENTO E PROCEDIMENTO DE TRATAMENTO	71
5.2.4.1.	Equipamento	71
5.2.4.2.	Profundidade de tratamento.....	71
5.2.4.3.	Malha de tratamento	72
5.2.4.4.	Tempo de tratamento	72
5.3.	CASO DE ESTUDO: PORTO DE LA GUAIRA.....	73
5.3.1.	PORTO DE LA GUAIRA	73
5.3.2.	RECONHECIMENTO GEOTÉCNICO INICIAL	75
5.3.3.	EQUIPAMENTO E PROCEDIMENTO DE TRATAMENTO	76
5.3.3.1.	Equipamento	76
5.3.3.2.	Profundidade de tratamento.....	76
5.3.3.3.	Malha de tratamento	76
5.3.3.4.	Tempo de tratamento	77

6 TRATAMENTO DE DADOS DOS CASOS DE ESTUDO79

6.1.	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	79
6.2.	CASO DE ESTUDO: RIA DE AVEIRO	80
6.2.1.	ENSAIO CPT	80
6.2.1.1.	Caracterização	80
6.2.1.2.	Análise dos resultados	85
6.2.1.3.	Tratamento dos dados	90
6.2.2.	ENSAIO SPT	94
6.3.	CASO DE ESTUDO: PORTO DE LA GUAIRA.....	102
6.3.1.	ENSAIO CPT	102
6.3.1.1.	Caracterização	102
6.3.1.2.	Análise dos resultados	104
6.3.1.3.	Tratamento de dados	109
6.3.2.	ENSAIO SPT	111
6.4.	CONCLUSÃO	114

7 MODELO FÍSICO.....117

7.1.	CONSIDERAÇÕES GERAIS	117
7.2.	CONCEÇÃO DOS MODELOS	117
7.2.1.	CONDICIONALISMOS.....	117
7.2.2.	AVALIAÇÃO DO PROCESSO DE DEPOSIÇÃO DO MATERIAL	120
7.2.2.1.	Pluviosidade seca	122
7.2.2.2.	Pluviosidade húmida	122
7.2.2.3.	Conclusão	123
7.2.3.	CONFIGURAÇÃO DOS MODELOS	123
7.3.	CONSTRUÇÃO DOS MODELOS E EXECUÇÃO DOS ENSAIOS	124
7.3.1.	CONSTRUÇÃO DOS MODELOS	124
7.3.2.	MODELO SÓ COM AREIA.....	126
7.3.3.	MODELO COM UMA CAMADA DE MATERIAL FINO.....	129
7.3.4.	MODELO COM DUAS CAMADAS DE MATERIAL FINO	131
7.3.5.	CONCLUSÃO	133

8 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....135

8.1.	CONCLUSÃO	135
8.2.	CRÍTICA E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	136

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	139
--	------------

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 – Desagregador tipo nas dragas por sucção (van't Hoff & van der Kolff, 2012).....	4
Fig. 2.2 – Draga de sucção simples (IADC & IAPH, 2010)	4
Fig. 2.3 – Draga de sucção com desagregadores (IADC & IAPH, 2010)	5
Fig. 2.4 – Draga de corte com escavadoras (IADC & IAPH, 2010)	5
Fig. 2.5 – Draga de corte com balde de maxilas (IADC & IAPH, 2010).....	6
Fig. 2.6 – Draga de corte com baldes (IADC & IAPH, 2010)	6
Fig. 2.7 – Deposição de material fino em recifes de corais (PIANC, 2010).....	7
Fig. 2.8 – Transporte do material por tubagem (IADC & IAPH, 2010)	8
Fig. 2.9 – Transporte do material por batelões (IADC & IAPH, 2010)	8
Fig. 2.10 – Aterro hidráulico construído no Porto de La Guaira, Venezuela (foto cedida por Teixeira Duarte – Engenharia e Construções, S.A., à data).....	9
Fig. 2.11 – Esquema do processo de construção de um aterro hidráulico acima do nível da água (em cima) e abaixo do nível da água (a meio e em baixo) (adaptado de van 't Hoff and van der Kolff, 2012)	10
Fig. 2.12 – <i>Free flow</i> adotado de um equipamento difusor (van't Hoff & van der Kolff, 2012)	11
Fig. 2.13 – <i>Rainbowing</i> (van't Hoff & van der Kolff, 2012)	11
Fig. 3.1 - Técnicas de melhoramento de solos (adaptado de Menard, 2013)	15
Fig. 3.2 – Cilindro de pés de carneiro (Cat, 2014)	17
Fig. 3.3 – Cilindro de pneus (Cat, 2014)	17
Fig. 3.4 – Cilindro de rasto liso (Cat, 2014).....	18
Fig. 3.5 – Esquema de funcionamento do tratamento por compactação dinâmica (Menard, 2013)	18
Fig. 3.6 – Distribuição, em profundidade, do volume de solo afetado para dois modos distintos de queda da massa (BOMAG referenciado por Mengé, 2012)	19
Fig. 3.7 – Depressões geradas durante o processo de melhoramento de solos por compactação dinâmica (KELLER, 2010).....	19
Fig. 3.8 – Esquema de funcionamento do tratamento por vibrosubstituição (Menard, 2013)	20
Fig. 3.9 – Esquema de funcionamento do tratamento por vibroflutuação (Menard, 2013).....	21
Fig. 3.10 – Equipamento vibratório a operar (foto cedida por Teixeira Duarte Engenharia e Construções, S.A. à data)	22
Fig. 3.11 – Fusos granulométricos para o tratamento por vibroflutuação (adaptado de Mitchell (1982) após Thorburn (1976))	24
Fig. 3.12 – Classificação do solo para ser tratado por vibroflutuação com base em ensaios CPT (adaptado de Massarsch, 1991).....	24

Fig. 3.13 – Densidade relativa de areias limpas em pontos que se situem a meio da distância entre os centros de vibração, função dos espaçamentos (adaptado de Thorburn, 1975)	26
Fig. 3.14 – Efeito do tempo e da malha de tratamento na resistência de ponta (adaptado de Neely & Leroy, 1991)	28
Fig. 3.15 – Depressão formada pelo movimento de subsidência (foto cedida por Teixeira Duarte Engenharia e Construções, S.A., à data).....	30
Fig. 3.16 – Influência da camada de material fino (adaptado de BAUER, 2014)	31
Fig. 3.17 – Exemplo de uma areia carbonatada (Mengé, 2012).....	31
Fig. 3.18 – Resultados dos ensaios de compressão isotrópica (Coop & Airey, 2003)	33
Fig. 3.19 – Influência do estado inicial das areias carbonatadas (Coop & Airey, 2003, com base no trabalho de Pan, 1999)	34
Fig. 3.20 – Efeito dos vários carregamentos na compressibilidade do solo (Coop & Airey, 2003)	35
Fig. 3.21 – Linha dos estados críticos (adaptado de Viana da Fonseca, 2013).....	35
Fig. 3.22 – Estados críticos de uma dada amostra para níveis de tensão elevados (Coop, 1990 referenciado por Coop & Airey, 2003).....	36
Fig. 3.23 – Comparação entre os valores de CSR e o número de ciclos necessários para desencadear liquefação num solo em areias diferentes (Olgun <i>[et al.]</i> , 2009 referenciado por van't Hoff & van der Kolff, 2012)	37
Fig. 4.1 – Representação do gráfico da curva granulométrica de uma areia da Ria de Aveiro (informação cedida por Teixeira Duarte – Engenharia e Construções, S.A.)	42
Fig. 4.2 – Porosidade mínima e máxima em função das misturas de areia com silte (adaptado de van't Hoff & van der Kolff, 2012)	45
Fig. 4.3 – Ensaio SPT (foto de Carlos Rodrigues, à data)	47
Fig. 4.4 – Amostrador embebido no conjunto da ponteira e aberto em meia cana	47
Fig. 4.5 – Relação entre a densidade relativa e o número de pancadas normalizado para areias limpas (adaptado de Mayne <i>[et al.]</i> , 2001)	50
Fig. 4.6 – Ensaio CPT (foto de Carlos Rodrigues).....	50
Fig. 4.7 – Comparação das três correlações apresentadas para a estimativa da densidade reativa ..	53
Fig. 4.8 – Comparação das duas correlações de Jamiolkowski <i>et al.</i> (1985) e Baldi <i>et al.</i> (1986) calibradas para areias de Ticino	54
Fig. 4.9 – Correção para areias com finos (adaptado de Lunne <i>[et al.]</i> , 1997 referenciado por van't Hoff & van der Kolff, 2012)	56
Fig. 4.10 – Representação gráfica do parâmetro de estado à luz da teoria dos estados críticos (adaptado de Viana da Fonseca, 2013)	58
Fig. 4.11 – Organização em grupos de comportamento (adaptado de Robertson & Wride (1998) adaptado por Viana da Fonseca (2013))	58

Fig. 4.12 – Linhas de fronteira para o mesmo parâmetro de estado (adaptado de Robertson, 2009 e 2010) (à esquerda); Linhas de fronteira para a mesma resistência de ponta normalizada normalizada para areias limpas (adaptado de Robertson, 2009 e 2010) (à direita)	59
Fig. 4.13 – Resultados de ensaios para o mesmo solo com diferentes densidades relativas (adaptado de Koerner (1970) referenciado por Viana da Fonseca (2013))	59
Fig. 4.14 – Painel de medição de dados do equipamento (foto cedida por Teixeira Duarte – Engenharia e Construções, S.A. à data).....	64
Fig. 4.15 – Registo da pressão em função do tempo (informação cedida por Teixeira Duarte – Engenharia e Construções, S.A.)	65
Fig. 4.16 – Localização dos três pontos a realizar as campanhas de prospeção para controlo da qualidade; 1 – centróide; 2 – meio da distância entre dois pontos de tratamento; 3 – um terço da distância entre dois pontos de tratamento adaptado van't Hoff & van der Kolff (2012).....	66
Fig. 5.1 – Localização do campo experimental da Ria de Aveiro	68
Fig. 5.2 – Localização dos furos de sondagem e ensaios (imagem cedida por Teixeira Duarte Engenharia e Construções, S.A.)	68
Fig. 5.3 – Fuso granulométrico do solo da Ria de Aveiro (informação cedida por Teixeira Duarte Engenharia e Construções, S.A.)	69
Fig. 5.4 – Perfis transversais geológico-geotécnicos B-B' (imagem cedida por Teixeira Duarte Engenharia e Construções, S.A.)	70
Fig. 5.5 – Fuso granulométrico de Mitchell (Rosa et al, 2013)	71
Fig. 5.6 – Classificação de adequabilidade de Massarsch (Rosa et al. 2013)	71
Fig. 5.7 – Localização do Porto de La Guaira	73
Fig. 5.8 – Vista aérea da construção do aterro hidráulico no Porto de La Guaira (foto cedida por Teixeira Duarte Engenharia e Construções, S.A. à data)	73
Fig. 5.9 – Esquematização da obra de ampliação do Porto de La Guaira (imagem cedida por Teixeira Duarte Engenharia e Construções, S.A.)	74
Fig. 5.10 – Perfil transversal tipo da construção do aterro do Porto de La Guaira (imagem cedida por Teixeira Duarte Engenharia e Construções, S.A.)	74
Fig. 5.11 – Fuso granulométrico do solo do Porto La Guaira (informação cedida por Teixeira Duarte - Engenharia e Construções, S.A.)	75
Fig. 5.12 – Esquematização dos blocos de ensaio e respetivas localizações dos ensaios SPT e CPT (imagem cedida por Teixeira Duarte - Engenharia e Construções, S.A.)	76
Fig. 6.1 – Comparação da resistência de ponta entre os ensaios CPTU.05 e CPTU0	80
Fig. 6.2 – Classificação de solos com base em ensaios CPT	81
Fig. 6.3 – Evolução da resistência cone normalizada em profundidade	82
Fig. 6.4 – Densidade relativa estimada para o ensaio CPTU.05	83
Fig. 6.5 – Estimativa da percentagem de finos no ensaio CPTU.05	84
Fig. 6.6 – Comparação da densidade relativa com várias abordagens para o ensaio CPTU.05	85

Fig. 6.7 – Comparação da densidade relativa antes e depois do tratamento para o ensaio 1B	86
Fig. 6.8 – Comparação das densidades relativas dos ensaios 1, 2 e 3, realizados com o tempo de tratamento do “tipo A”	87
Fig. 6.9 – Comparação das densidades relativas das malhas 1, 2 e 3, realizados com o tempo de tratamento do “tipo B”	88
Fig. 6.10 – Comparação das densidades relativas dos tempos “tipo A” e “tipo B”, para a malha 2.....	89
Fig. 6.11 – Comparação das densidades relativas dos tempos “tipo A” e “tipo B”, para a malha 1.....	89
Fig. 6.12 – Comparação das curvas de Gauss do grupo 3 e 4 para o bloco de ensaio 1A*	92
Fig. 6.13 – Comparação da densidade relativa através dos ensaios CPT e SPT para os blocos de ensaio 1A e 2B, respetivamente	96
Fig. 6.14 – Bandas de ganho e perda da densidade relativa, pós-tratamento, resultados do ensaio SPT (à esquerda) e do estudo paramétrico (à direita), para o bloco de ensaio 1A.....	100
Fig. 6.15 – Bandas de ganho e perda da densidade relativa, pós-tratamento, resultados do ensaio CPT, para o bloco de ensaio 1A	100
Fig. 6.16 – Bandas de ganho e perda da densidade relativa, pós-tratamento, resultados do ensaio SPT (à esquerda) e do estudo paramétrico (à direita), para o bloco de ensaio 2B.....	101
Fig. 6.17 – Bandas de ganho e perda da densidade relativa, pós-tratamento, resultados do ensaio CPT, para o bloco de ensaio 2B	101
Fig. 6.18 - Classificação de solos com base em ensaios CPT	103
Fig. 6.19 – Evolução da densidade relativa média (equação 4.22)	103
Fig. 6.20 – Estimativa da percentagem média de finos	104
Fig. 6.21 – Comparação dos diferenciais de densidade relativa das malhas 1, 2, 3 e 4 realizados com o tempo de tratamento do “tipo C”	105
Fig. 6.22 – Comparação dos diferenciais de densidade relativa dos ensaios 1, 2, 3 e 4 realizados com o tempo de tratamento do “tipo D”	106
Fig. 6.23 – Comparação das densidades relativas dos tempos “tipo A” e “tipo B”, para a malha 1...	107
Fig. 6.24 – Comparação das densidades relativas dos tempos “tipo A” e “tipo B”, para a malha 2...	107
Fig. 6.25 – Comparação das densidades relativas dos tempos “tipo A” e “tipo B”, para a malha 3...	108
Fig. 6.26 – Comparação das densidades relativas dos tempos “tipo A” e “tipo B”, para a malha 4...	108
Fig. 6.27 – Comparação da densidade relativa através dos ensaios CPT e SPT para os blocos de ensaio 3D e 4C, respetivamente	114
Fig. 7.1 – Caixa de acrílico utilizada nos modelos	118
Fig. 7.2 – Planta da caixa de acrílico (em cima); Alçado da caixa de acrílico (em baixo); unidades em mm (adaptado de Unas, 2010).....	118
Fig. 7.3 – Curva granulométrica do solo utilizado nos modelos (Unas, 2010)	119
Fig. 7.4 – Agulha vibratória para betões TECHNOFLEX – MAMUT V220 utilizada nos ensaios	120

Fig. 7.5 – Representação esquemática do processo de pluviosidade seca (à esquerda) e pluviosidade húmida (à direita).....	121
Fig. 7.6 – Representação esquemática dos modelos 1, 2 e 3 (da esquerda para a direita)	124
Fig. 7.7 – Deposição do material arenoso na caixa através da metodologia adotada, pluviosidade húmida.....	125
Fig. 7.8 – Introdução da agulha vibratória num dos modelos	126
Fig. 7.9 – Modelo real (só com areia)	126
Fig. 7.10 – Resultados obtidos no modelo real (só com areia).....	127
Fig. 7.11 – Vista geral do cone de abatimento (em cima); pormenor do cone de abatimento (em baixo)	128
Fig. 7.12 – Pormenor dos piezómetros de que a caixa, onde foram construídos os modelos, dispõe	129
Fig. 7.13 – Modelo real (com uma camada de argila).....	129
Fig. 7.14 - Resultados obtidos no modelo real (com uma camada de argila)	130
Fig. 7.15 – Modelo real (com duas camadas de argila)	131
Fig. 7.16 – Resultados obtidos no modelo real (com duas camadas de argila)	132
Fig. 7.17 – Cone de abatimento gerado no terceiro modelo (com duas camadas de argila)	132

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Influência do método de descarga na densidade relativa do aterro (adaptado de van't Hoff & van der Kolff, 2012).....	12
Tabela 2 – Classificação de solos para o número de adequabilidade de Brown	23
Tabela 3 – Correlação entre densidade relativa e índice de vazios (adaptado de Vallejo, 2002 citado por Rosa <i>[et al.]</i> , 2013).....	27
Tabela 4 – Classificação dos solos granulares quanto à compacidade	46
Tabela 5 – Fator de correção, k, em função da granulometria do solo	49
Tabela 6 – Fatores de correção para areias carbonatadas (adaptado de van't Hoff & van der Kolff, 2012)	55
Tabela 7 – Número de adequabilidade de Brown para os dados da Ria de Aveiro, em profundidade 70	
Tabela 8 – Valores médios de I_m para cada grupo em cada bloco de ensaio	91
Tabela 9 – Média, desvio padrão e nº de eventos para camadas de solo do grupo 1	92
Tabela 10 – Média, desvio padrão e nº de eventos para camadas de solo do grupo 2	93
Tabela 11 – Média, desvio padrão e nº de eventos para camadas de solo do grupo 3	93
Tabela 12 – Média, desvio padrão e nº de eventos para camadas de solo do grupo 4	93
Tabela 13 – Número de pancadas N_{SPT} antes e depois do tratamento	94
Tabela 14 – Número de pancadas $(N_1)_{60}$ antes e depois do tratamento	95
Tabela 15 – Valores da densidade relativa para ensaios SPT (EC7 – Parte 2, 1997).....	95
Tabela 16 – Número de pancadas registadas em cada 15cm do bloco de ensaio 2B.....	97
Tabela 17 – Novos números de pancadas N_{SPT} antes e depois do tratamento	97
Tabela 18 – Novos valores da densidade relativa para ensaios SPT	98
Tabela 19 – Diferença entre as densidades relativas, ΔDr	99
Tabela 20 – Valores médios de I_m para cada grupo em cada bloco de ensaio	109
Tabela 21 – Média, desvio padrão e nº de eventos para camadas de solo do grupo 1	110
Tabela 22 – Média, desvio padrão e nº de eventos para camadas de solo do grupo 2	110
Tabela 23 – Média, desvio padrão e nº de eventos para camadas de solo do grupo 3	110
Tabela 24 – Média, desvio padrão e nº de eventos para camadas de solo do grupo 4	111
Tabela 25 – Número de pancadas N_{SPT} antes e depois do tratamento (parte 1)	111
Tabela 26 – Número de pancadas N_{SPT} antes e depois do tratamento (parte 2)	112
Tabela 27 – Número de pancadas $(N_1)_{60}$ antes do tratamento (parte 1)	112
Tabela 28 – Número de pancadas $(N_1)_{60}$ depois do tratamento (parte 2)	113
Tabela 29 – Valores da densidade relativa antes do tratamento (EC7 – Parte 2, 1997)	113

Tabela 30 – Valores da densidade relativa depois do tratamento (EC7 – Parte 2, 1997)	113
Tabela 31 – Influência de PF no tempo de tratamento para valores de D_r inferiores a 60% (caso de estudo Ria de Aveiro)	114
Tabela 32 – Influência de PF no tempo de tratamento para valores de D_r superiores a 60% (caso de estudo Ria de Aveiro)	115
Tabela 33 – Influência de PF no tempo de tratamento para valores de D_r inferiores a 60% (caso de estudo Porto de La Guaira)	115
Tabela 34 – Influência de PF na malha de tratamento para valores de D_r inferiores a 60% (caso de estudo Ria de Aveiro)	115
Tabela 35 – Influência de PF na malha de tratamento para valores de D_r superiores a 60% (caso de estudo Ria de Aveiro)	115
Tabela 36 – Influência de PF na malha de tratamento para valores de D_r inferiores a 60% (caso de estudo Porto de La Guaira)	115
Tabela 37 – Peso do solo medido em cada teste	122
Tabela 38 – Peso volúmico seco, índice de vazios, índice de vazios médio calculado em cada teste	122
Tabela 39 – Peso do solo e água medidos em cada teste	122
Tabela 40 – Peso volúmico seco, índice de vazios, índice de vazios médio calculados em cada teste	123
Tabela 41 – Índice de vazios e densidade relativa verificados, respetivamente, após a construção de cada modelo	124
Tabela 42 – Variação dos resultados para o assentamento médio da plataforma.....	133
Tabela 43 – Variação dos resultados para o diâmetro do cone de abatimento	133
Tabela 44 – Variação dos resultados para a densidade relativa	133

1

INTRODUÇÃO

1.1. INTRODUÇÃO

Ao longo dos últimos anos, vem sendo crescente a necessidade de alguns pontos do globo, sobretudo costeiros e sem margem de crescimento dentro do seu território terrestre, ocuparem espaços marítimos face ao desenvolvimento, quer social, quer económico, que têm registado. Perante este tipo de necessidades cabe ao setor da construção civil encontrar soluções para este tipo de problemas. A solução que tradicionalmente é encontrada e utilizada desde há já muito tempo são os aterros hidráulicos. Os aterros hidráulicos correspondem a estruturas similares às que são construídas recorrentemente em infraestruturas rodó e ferroviárias, mas de âmbito e objetivos diferentes. São estruturas que servem de base à criação de infraestruturas de apoio ao desenvolvimento económico de uma região, como portos marítimos ou aeroportos, ou então infraestruturas de apoio direto à população, como habitações.

Estas estruturas são construídas com recurso a materiais de empréstimo, devidamente selecionados e recolhidos através de campanhas de dragagens. Para as campanhas de dragagens podem ser adotadas vários tipos de dragas, cada uma com a sua aplicação orientada para uma dada situação. O material dragado é, posteriormente, transportado e depositado no local de construção. Também aqui existem várias formas de transportar e descarregar o material. Dependendo do tipo de obra, da maior ou menor exigência que se imponha ao desempenho destas estruturas, poderão ser adotadas técnicas de melhoramento de solos. As metodologias disponíveis no mercado para descarga do material, por vezes, não são suficientes para que sejam asseguradas determinadas características, pelo que se tem de recorrer a este tipo de técnicas. Existem várias técnicas de melhoramento de solos, orientadas para uma dada profundidade e solos com determinadas características, que devem ser devidamente estudadas para que não só sejam as mais adequadas a cada situação, como o procedimento deve estar otimizado e os objetivos sejam cumpridos o melhor possível.

Pese embora os estudos que possam ser conduzidos para a avaliação de uma técnica de melhoramento ser mais ou menos adequada para uma dada situação ou se o procedimento utilizado durante a sua execução é o mais recomendado, existe a necessidade de implementar um procedimento de controlo da qualidade. Através deste procedimento de controlo procura-se validar os estudos realizados e verificar se as exigências que são impostas pelo tipo de infraestrutura que é contruída sobre o aterro hidráulico são ou não cumpridas.

1.2. OBJETIVOS E ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Em função do que acaba de ser apresentado, o presente trabalho encontra-se organizado em oito capítulos, cada um relativo a cada aspeto abordado.

O Capítulo 2 procura apresentar os procedimentos habituais de dragagem e descarga de material granular, avaliação do impacto do processo de construção na compacidade do aterro e procedimento de construção do aterro.

No Capítulo 3 apresentam-se algumas técnicas de melhoramento alternativas à vibroflutuação, técnica objeto deste trabalho, apresentação da técnica de melhoramento por vibroflutuação, nomeadamente o tratamento em si, as metodologias de avaliação de suscetibilidade dos solos a serem tratados por este tipo de tratamento, equipamento utilizado, metodologias para pré-dimensionamento da profundidade, malha e tempo de tratamento e algumas limitações desta técnica.

No Capítulo 4 apresentam-se os procedimentos amostragem, identificação e caracterização dos materiais granulares que devem ser atendidos antes do tratamento de solos e o procedimento de controlo da qualidade para avaliação da eficiência do tratamento.

O Capítulo 5 é um capítulo que visa a apresentação dos casos de estudo da Ria de Aveiro e do Porto de La Guaira (Venezuela), empreitadas da Teixeira Duarte Engenharia e Construções, S.A., onde foi utilizada a técnica de vibroflutuação, e introdução aos procedimentos utilizados em cada um. No Capítulo 6 apresenta-se o tratamento e discussão dos dados de cada um dos casos referidos.

No Capítulo 7 apresenta-se um estudo realizado laboratório de geotecnia da FEUP para avaliação do impacto de uma das limitações identificadas no tratamento por vibroflutuação no Capítulo 2, a existência de camadas de material fino entre as arenosas, e as respetivas conclusões.

Por fim, no Capítulo 8, inclui-se a síntese do trabalho, bem como a crítica e os desenvolvimentos futuros que podem ser conduzidos dentro do âmbito do trabalho que aqui se apresenta.

2 ATERROS HIDRÁULICOS

2.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Os aterros hidráulicos consistem em estruturas que são construídas com o intuito de criar novos espaços possíveis de serem ocupados para os mais diversos fins. Muitas das vezes inseridos em obras portuárias ou aeroportuárias, são estruturas construídas em qualquer curso de água, tanto rios como mar. O processo de construção deste tipo de estruturas contempla três fases distintas: dragagem do material a partir de um local de empréstimo, transporte do material dragado até ao local de construção e descarga do material para a construção do aterro hidráulico. No capítulo que agora se inicia apresentam-se estas três fases com maior detalhe.

Dragagem é a designação atribuída à técnica de remoção de solo ou rocha do fundo de um corpo de água, como são rios ou mar, através de embarcações ou plataformas flutuantes dotadas de equipamentos que permitem efetuar a remoção do solo, chamados dragas. As dragagens podem ter diversas finalidades, desde a construção de novas infraestruturas ou a manutenção das existentes. As dragas podem ser divididas em duas categorias: as de sucção (hidráulicas, ver Fig. 2.1) e as de corte (mecânicas). De entre as dragas de sucção existem as de sucção simples e as de sucção com desagregadores, enquanto as de corte podem ser com escavadoras, com garras ou com balde de maxilas.

O transporte do material dragado, desde o local de empréstimo até ao local de construção do aterro, pode ser executado de diferentes maneiras. Para o efeito podem ser utilizadas tubagens, batelões ou dragas. A seleção do modo pelo qual se vai proceder ao transporte do material de empréstimo deve obedecer a critérios de ordem técnica e económica. O tipo de solo a transportar e a distância são duas das principais variáveis deste tipo de problemas.



Fig. 2.1 – Desagregador tipo nas dragas por sucção (van't Hoff & van der Kolff, 2012)

2.1.1. DRAGAGEM

2.1.1.1. Draga de sucção simples (*Plain suction dredger*)

Esta draga é a mais básica de todas. Baseia-se numa ação erosiva, normalmente através de jatos de água, para desagregar o material e que depois é recolhido pela boca do tubo do equipamento por ação de uma bomba de sucção. O material que é recolhido vem misturado com água e é conduzido nesta forma por um tubo de descarga até ao local de descarga. Em alternativa pode fazer descarga para um batelão que depois conduz o material dragado até ao local de descarga. Na Fig. 2.2 apresenta-se a draga que habitualmente é utilizada para este tipo de operação.

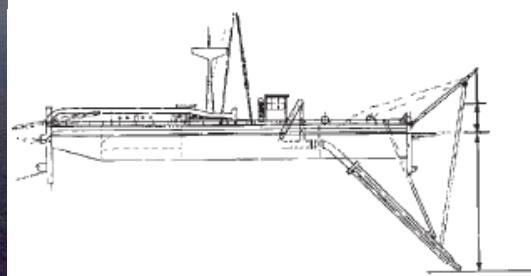


Fig. 2.2 – Draga de sucção simples (IADC & IAPH, 2010)

2.1.1.2. Draga de sucção com desagregadores (*Cutter suction dredger*)

A draga de sucção com desagregadores, apesar de ser associada à categoria das dragas de sucção, combina uma componente hidráulica com uma mecânica. O material é desagregado com recurso a uma cabeça rotativa dotada de uns desagregadores que se podem observar na Fig. 2.1. Adicionalmente, para

além da cabeça rotativa, a draga pode possuir jatos de água para facilitar a desagregação do material. Quando o material se encontrar desagregado é recolhido por uma bomba de sucção, à semelhança do que acontece com a draga de sucção simples. O material depois de recolhido é conduzido através de um tubo de descarga até ao local de descarga ou então descarregado para um batelão. A sua aplicação é recomendada para trabalhos de dragagens em construção de aterros hidráulicos. Na Fig. 2.3 apresenta-se a draga que habitualmente é utilizada para este tipo de operação.

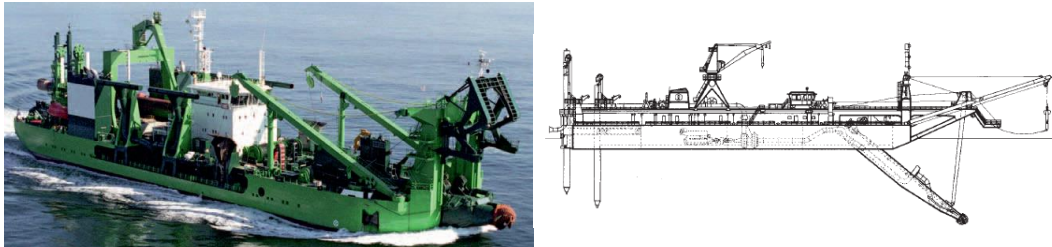


Fig. 2.3 – Dragagem de sucção com desagregadores (IADC & IAPH, 2010)

2.1.1.3. Dragagem de corte com escavadoras (*Backhoe dredger*)

A dragagem de corte com escavadoras consiste numa ou mais escavadoras instaladas num pontão (ver Fig. 2.4). O pontão é dotado de um fuste que não só ancora todo o conjunto num dado local, como também permite que o pontão deslize para poder ajustar a sua posição em relação ao fundo e assim dragar maior quantidade de material. Dependendo da capacidade e tamanho do pontão, é possível dragar areia, argila dura ou rocha branda.



Fig. 2.4 – Dragagem de corte com escavadoras (IADC & IAPH, 2010)

2.1.1.4. Dragagem de corte com balde de maxilas (*Grab dredger*)

O funcionamento da dragagem de corte com balde de maxilas é muito semelhante à de corte com escavadoras, com a diferença de que a grua não está fixa ao pontão. Assim, não só apresenta uma limitação em termos de capacidade de carga, como não consegue dragar materiais mais resistentes, nem debaixo de muros-cais. No entanto e ao contrário de todas as outras dragas até aqui apresentadas, têm uma grande vantagem, pois consegue operar em qualquer profundidade. Na Fig. 2.5 apresenta-se a draga que habitualmente é utilizada para este tipo de operação.

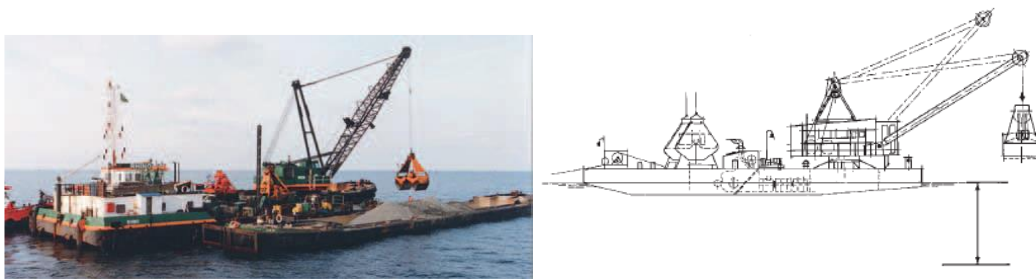


Fig. 2.5 – Draga de corte com balde de maxilas (IAPC & IAPH, 2010)

2.1.1.5. Draga de corte com baldes (*Bucket dredger*)

A draga de corte com balde consiste num conjunto de baldes dispostos ao longo de um braço. No momento da dragagem, o braço é baixado até ao fundo e o material é recolhido por cada balde, à medida que cada um vai passando. Com esta draga pode-se dragar qualquer tipo de material, desde que se encontre solto. Na Fig. 2.6 apresenta-se a draga que habitualmente é utilizada para este tipo de operação.



Fig. 2.6 – Draga de corte com baldes (IADC & IAPH, 2010)

2.1.1.6. Limitações operacionais

Os trabalhos de recolha, transporte e descarga de material para construção, uma vez inseridos no âmbito de obras marítimas, estão sujeitos a um conjunto de agentes naturais, como são as marés, ondulação, correntes, vento, temperatura, chuva e gelo, que condicionam o rendimento através dos danos que podem provocar em equipamentos, pessoas e meio ambiente. Identificar e compreender antecipadamente estas condicionantes é, portanto, uma necessidade. Assim, perante os vários cenários que são possíveis de encontrar durante a execução destes trabalhos, deverão ser acautelados alguns aspetos: adequabilidade dos equipamentos e processo de construção às características do local onde as operações terão lugar, previsão dos rendimentos e custos associados a cada uma das possibilidades consideradas, entre outros.

Sendo os trabalhos de dragagens um processo diferido no tempo, a ação contínua das marés e da ondulação induz deslocamentos verticais e horizontais significativos nos equipamentos utilizados e pode danificá-los. Questões como o movimento e a orientação das dragas em relação à direção e profundidade das marés e a altura e período de retorno da ondulação devem ser atendidos. Cada equipamento apresenta um comportamento diferente quando sujeito a este tipo de ações e é caracterizado pela sua dimensão e geometria, mas sobretudo pelo seu modo de operação. Um equipamento que, para operar, necessite de estar ancorado irá ser mais suscetível a estas ações do que um que opere em movimento. Contudo, de modo geral, a sensibilidade pode ser reduzida através do aumento do peso e da dimensão do equipamento. As correntes marítimas são outro tipo de ação que pode produzir efeitos nefastos durante os trabalhos. Dependendo da sua intensidade e direção podem afetar a manobrabilidade e sistema de ancoragem dos equipamentos, precisão do processo de dragagem e, posteriormente, da descarga de material na construção do aterro hidráulico, velocidade de navegação, impactes ambientais, entre outros.

Um dos fatores que maiores condicionalismos impõe à construção de aterros hidráulicos é de ordem ambiental e consiste no material fino que fica em suspensão, ao longo da coluna de água, após uma operação de dragagem ou de descarga e que, quando sedimentar, irá contaminar o solo que se encontra no leito. Este fenómeno é designado por *turbidity* e assume maior importância em zonas protegidas como são, por exemplo, recifes de corais. Na Fig. 2.7 apresenta-se uma foto onde é possível verificar este fenómeno, com o impacto que o material, depois de sedimentado, tem em estruturas como os recifes de corais. A turbulência neste tipo de operações é inevitável e, como tal, tem de ser minimizada. Caso não seja encontrada uma solução para este problema a operação poderá ser inviabilizada e terá de ser encontrado outro local para empréstimo e construção.



Fig. 2.7 – Deposição de material fino em recifes de corais (PIANC, 2010)

Perante as limitações apresentadas a seleção do local onde se irá proceder ao empréstimo dos materiais para construção pode ser condicionada. Estas limitações, por vezes, desempenham um papel muito mais preponderante na seleção do local de empréstimo do que a quantidade e a qualidade de material disponível.

2.1.2. TRANSPORTE

O transporte por tubagem é o método mais utilizado no âmbito da construção de aterros hidráulicos (ver Fig. 2.8). Uma vez que consiste num sistema flutuante, por vezes, existe a necessidade de submergir parte da tubagem para não barrar o tráfego a outras embarcações, reduzir a distância de transporte em relação a outros métodos e reduzir a ação das marés, ondulações e correntes neste equipamento. Para facilitar o processo de transporte do material dragado este é misturado com água. O material dragado, uma vez chegado ao local de aterro, é depositado, misturado com água, as partículas sólidas depositam-se no fundo e a água, caso o aterro se encontro delimitado pela costa e respetivos diques, é removida ou conduzida para fora do aterro através de um sistema de drenagem próprio. Neste caso, a mesma tubagem que executa o transporte do material também é utilizada para depositar o material para a construção do aterro. No entanto, a tubagem nem sempre é utilizada para descarga do material. Depois do transporte por tubagem até ao local do aterro, esta pode associar-se a uma nova draga, pontão ou outro equipamento disponível, que se encarregará de descarregar o material.



Fig. 2.8 – Transporte do material por tubagem (IADC & IAPH, 2010)

Optando-se por efetuar o transporte por batelões (ver Fig. 2.9) ou, até mesmo, pelas próprias dragas o processo é ligeiramente diferente. O material dragado uma vez carregado no equipamento é conduzido até ao local de descarga. Adotando este processo de transporte existem múltiplas maneiras de efetuar o processo de descarga do material carregado. A descarga pode dar-se pelo fundo do batelão, através de um dispositivo instalado no casco da embarcação, através de uma tubagem com recurso a uma bomba ou então através de um processo de bombagem integrado na própria embarcação.



Fig. 2.9 – Transporte do material por batelões (IADC & IAPH, 2010)

O local de descarga nem sempre coincide com o local de construção do aterro. Por vezes, dadas as condicionantes do local de empréstimo pode ser mais viável do ponto de vista económico descarregar, primeiramente, o material dragado para um local de apoio para depois o transportar para o local definitivo. Pode ainda dar-se casos do local de empréstimo situar-se ao lado do local de construção. Desta forma e para agilizar todo o processo, a draga que executa a dragagem pode, simultaneamente, depositar o material acabado de dragar.

2.1.3. DESCARGA

Após o processo de dragagem e transporte segue-se o de descarga, ou seja, a construção efetiva do aterro hidráulico (ver exemplo de um aterro hidráulico na Fig. 2.10). O processo de construção destas estruturas inicia-se pela execução de diques que se justificam com o facto de definir os limites da área de construção, reduzir os volumes de material utilizado para aterro e assegurar maior estabilidade, durante a fase de construção, na eventualidade do material utilizado ser mais fraco. Na ausência destes diques, quando construído o aterro, o controlo da inclinação dos taludes torna-se muito mais complexo. A dificuldade deste controlo pode conduzir a situações contrárias às que foram apontadas como sendo vantagens da construção dos diques. A inclinação a adotar para os taludes dos diques variam em função da granulometria do material utilizado para a sua construção, intensidade da ondulação e das correntes do local de construção.



Fig. 2.10 – Aterro hidráulico construído no Porto de La Guaira, Venezuela (foto cedida por Teixeira Duarte – Engenharia e Construções, S.A., à data)

Os aterros hidráulicos podem ser construídos de duas formas distintas: depositando o material numa única coluna de modo a que a cota pretendida seja imediatamente atingida ou por fases. Na Fig. 2.11 apresenta-se um esquema do processo sequencial, por fases, da construção de um aterro hidráulico.

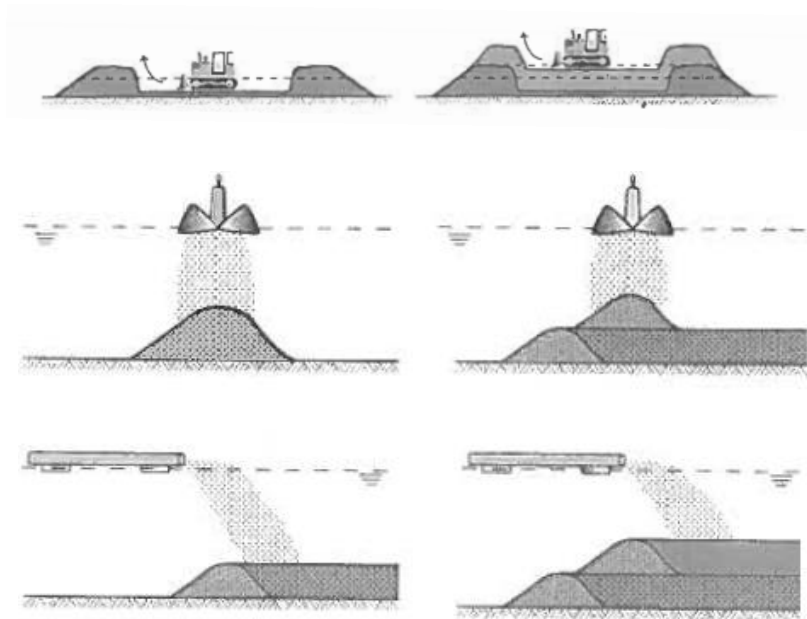


Fig. 2.11 – Esquema do processo de construção de um aterro hidráulico acima do nível da água (em cima) e abaixo do nível da água (a meio e em baixo) (adaptado de van 't Hoff and van der Kolff, 2012)

No caso de se construir o aterro com recurso a uma única coluna de material de cada vez, todo o processo desenvolve-se acima do nível da água. Sendo a construção faseada, esta desenvolve-se, numa primeira fase, abaixo do nível da água e, numa segunda fase, acima. Em função do processo de construção adotado terão de ser seguidos diferentes métodos de descarga do material (ver ponto 2.2.1.).

A construção do aterro através de colunas de solo consiste em aterrar o material numa determinada faixa da área por construir, seja por *free flow*, seja por *rainbowing*. Equipamentos como *bulldozers* ou escavadoras podem ser utilizados posteriormente para definir um dado formato ao aterro final. Por outro lado, a construção do aterro por fases oferece um leque mais alargado de métodos para descarga do material e tanto podem ser utilizados individualmente como conjugados uns com os outros. A construção poderá ser realizada por *dumping*, *rainbowing* e *spraying*.

2.1.3.1. Métodos de descarga de material

Dragado e transportado, o material tem de ser descarregado para o local de construção do aterro hidráulico. Para a descarga podem ser adotados vários métodos, os quais são, de seguida, apresentados, bem como as implicações que têm nas propriedades de estado e, consequentemente, de resistência neste tipo de estruturas.

Free flow

Tal como foi dito anteriormente, o transporte do material dragado por tubagem é o método mais utilizado, pelo que também é o mais utilizado para descarga. A descarga do solo tanto se pode dar livremente na extremidade da tubagem, como pode ser-lhe acoplado um equipamento difusor (ver Fig. 2.12) que, em vez de concentrar a descarga num ponto, espalha pela vizinhança.



Fig. 2.12 – *Free flow* adotado de um equipamento difusor (van't Hoff & van der Kolff, 2012)

Rainbowing

O método de descarga por *rainbowing* é normalmente utilizado em situações onde o acesso à área de descarga encontra-se condicionado para que outros métodos possam ser utilizados. Habitualmente estes condicionalismos prendem-se com a profundidade a que o leito se encontra e que pode não ser compatível com as dimensões de algumas embarcações. O método consiste, portanto, em lançar o material a uma determinada distância do local de descarga, bombando-o. Dependendo da capacidade das bombas disponíveis e da taxa de areia presente na mistura que é bombada, o material pode ser lançado a mais de 100m de distância do local de descarga. No entanto, em função das condições climatéricas verificadas no local, distância de lançamento e percentagem de finos na mistura, a dispersão desta fração do material pode ser tal e cobrir tamanha área que inviabilize a utilização deste método por questões ambientais.



Fig. 2.13 – *Rainbowing* (van't Hoff & van der Kolff, 2012)

Dumping

O método de descarga por *dumping* é dos mais utilizados para construção de aterros hidráulicos por fases, abaixo do nível da água, e é efetuado recorrendo aos batelões ou dragas com capacidade para armazenar o material dragado. Estes equipamentos transportam o material até ao local de construção e, através de um dispositivo instalado no casco da embarcação, o material é liberto, depositando-se no fundo. Na Fig. 2.11 (a meio) apresenta-se um esquema do processo de descarga por *dumping*.

Spraying

No caso do solo de fundação do aterro hidráulico ser mole, com níveis de resistência muito baixos, ao descarregar o material dragado, o material mole pode misturar-se com este. Esta mistura conduz a uma alteração das propriedades do aterro. Com o intuito de minimizar este efeito uma das medidas que pode ser tomada passa pela redução da espessura durante a construção de cada camada e da altura de queda do material. Desta forma e tirando partido da tecnologia que se encontra disponível, tanto em equipamentos como em sistemas de bordo, é possível construir camadas muito finas e de uma altura de queda regular com um grau de precisão assinalável. À descarga de material a partir de uma altura reduzida chama-se de *spraying*.

2.1.3.2. Influência dos métodos de descarga nas propriedades do aterro construído

Em função do método de descarga adotado, o aterro construído apresenta propriedades distintas. Normalmente o material depositado abaixo do nível da água apresenta valores de densidade relativa inferiores ao que é depositado acima. Esta diferença resulta do impulso da água que é aplicado às partículas, de sentido oposto ao peso destas, e faz com que o material apresente uma compacidade mais solta. Na Tabela 1 apresentam-se valores típicos para densidade relativa que são obtidos a partir de cada método de descarga. De referir que as propriedades do aterro não dependem única e exclusivamente do método de colocação: dimensão das partículas, altura de descarga, densidade relativa da mistura água-areia e caudal com que a mistura é depositada são outros dos fatores que influenciam o resultado final.

Tabela 1 – Influência do método de descarga na densidade relativa do aterro (adaptado de van't Hoff & van der Kolff, 2012)

Método de descarga	Densidade Relativa
Aterro abaixo do nível da água	
<i>Dumping</i>	30 a 50%
<i>Spraying</i>	20 a 40%
<i>Rainbowing</i>	40 a 60%
Aterro acima do nível da água	
<i>Free flow</i>	60 a 70%
<i>Rainbowing</i>	60 a 80%

Métodos de descarga que consistam em largar uma coluna de material concentrado num dado ponto, particularmente acima do nível da água, conduzem a valores de densidade relativa superiores aos que consistem num lançamento difuso. Contudo, o processo de suspensão da fração fina do solo durante

qualquer um dos métodos de descarga apresentados na Tabela 1 deve ser devidamente analisado. Quanto mais extensa for a granulometria do material dragado (maior fração fina presente no solo), maiores níveis de resistência podem ser atingidos. No entanto, quando o material é descarregado no local de construção, parte da fração fica retida entre a fração mais grossa, mas a maior parte fica em suspensão. Ora, havendo parte significativa do material que foi descarregado em suspensão e perante as correntes marítimas que se podem verificar no local, pode dar-se a migração desta fração para outras zonas do aterro. Assim, o aterro hidráulico irá apresentar características resistentes bastante heterogéneas. Existirão zonas do aterro que apresentarão maior percentagem de finos do que outras, o que não só resultará numa variação do estado inicial do solo muito significativa como diferentes graus de eficiência do tratamento de solos, caso seja necessário. Este assunto nunca deve, porém, ser dissociado da problemática ambiental apresentada anteriormente no ponto 2.2.2..

Existem outros cuidados relativos à fração fina do solo que devem de ser tomados em consideração. Caso o período de tempo que decorre entre os vários momentos de descarga de material seja alargado, a descarga do material dar-se-á progressivamente, em função da granulometria, dando origem a camadas de material fino relativamente bem definidas ao longo do aterro construído. Mais uma vez, esta descarga progressiva conduzirá a um aterro heterogéneo e a diferentes níveis de eficiência do tratamento de solos, à semelhança da migração de finos para zonas diferentes do aterro. Uma das medidas que pode ser adotada para minimização deste efeito é a redução do tempo entre os vários momentos de descarga do material ou até mesmo a adoção de um processo de descarga contínuo. O dique que é construído inicialmente, antes do aterro, apresenta, no paramento em contacto com o mar, um enrocamento para prevenir que esta, seja pela ondulação mais forte, marés ou correntes marítimas, sofra erosão. No entanto, a longo prazo, o enrocamento não previne totalmente o efeito de erosão. É então possível prever que zonas do aterro construído, próximas do dique, sofram com a ação deste agente erosivo, uma vez que irá “lavar” a fração fina. Mais uma vez, tendo a fração fina uma preponderância tão significativa na densidade relativa do solo, a perda de material resulta na diminuição do seu valor. Este efeito poderá ser minimizado antecipando que o aterro tenha de apresentar uma maior densidade relativa na proximidade da barra do que no seu restante desenvolvimento.

3

MELHORAMENTO DE SOLOS

3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Uma vez construídos os aterros hidráulicos e caso o projeto obrigue a que sejam verificadas determinadas condições do ponto de vista do desempenho mecânico da estrutura, que não possam ser possíveis de alcançar com recurso às técnicas correntes de construção, como as que foram apresentadas no capítulo anterior, tem de se optar por adotar técnicas de melhoramento de solos. No mercado são disponibilizadas inúmeras técnicas, cada uma delas orientada para um tipo de solo e profundidade. Na Fig. 3.1 apresenta-se um quadro resumo das diferentes técnicas de melhoramento de solos com as respetivas orientações.

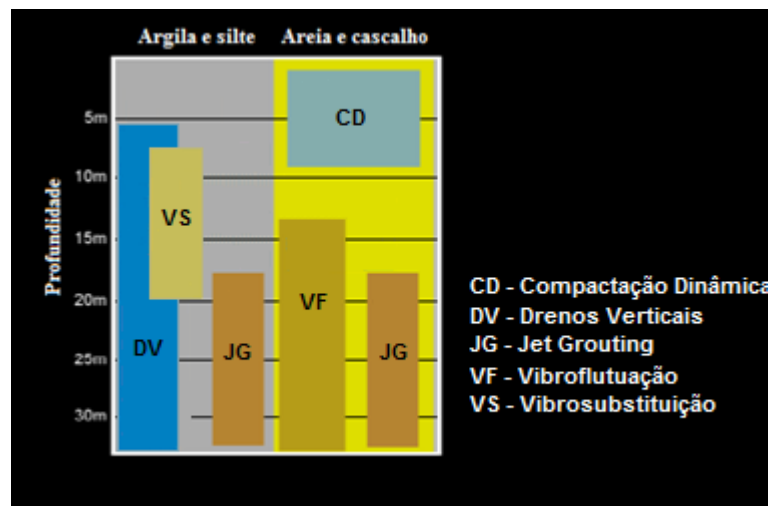


Fig. 3.1 - Técnicas de melhoramento de solos (adaptado de Menard, 2013)

Neste capítulo apenas serão apresentadas algumas técnicas de melhoramento alternativas à que faz parte do objetivo deste trabalho (vibroflutuação), para além da própria. Serão apresentadas as técnicas: compactação superficial, compactação dinâmica e vibrosubstituição.

- Compactação superficial para a compactação de aterros de pequena espessura ou camadas superficiais pós-tratamento por vibroflutuação;
- Compactação dinâmica para a compactação de aterros a uma maior profundidade do que a compactação superficial, em alternativa ou complemento à vibroflutuação;

- e Vibrosubstituição para o tratamento de solos finos (argila e silte), em alternativa à vibroflutuação caso a percentagem de finos presente no solo a tratar inviabilize a sua utilização.

3.2. COMPACTAÇÃO SUPERFICIAL

A compactação superficial é um método de compactação, como o nome indica, superficial. Para o efeito podem ser utilizados vários equipamentos em função do tipo de solo, número de passagens, espessura das camadas a compactar, energia, condições de trabalhabilidade, disponibilidade no mercado e economia. Os equipamentos mais comuns são: cilindro de pés de carneiro, cilindro de pneus e cilindro de rasto liso. Estes equipamentos podem conhecer duas formas de locomoção: autopropulsionados ou empurrados por outro equipamento (por exemplo: trator). E, podem, ainda, estar associados a um cilindro vibrador. Este último é indicado para a compactação de materiais granulares de qualquer tamanho em que uma redução significativa do índice de vazios, implicando uma rearrumação das partículas, exige vibração do solo. Essa vibração, para ser adequada, exige força suficiente (peso próprio mais força vibratória) e determinadas amplitude e frequência. Por exemplo, cilindros de peso elevado e com baixas frequências são aconselháveis para cascalhos e enrocamentos, enquanto os cilindros de peso reduzido a médio e altas frequências são mais apropriados para areias e siltes (não plásticos).

3.2.1. CILINDRO DE PÉS DE CARNEIRO

O cilindro de pés de carneiro é um equipamento com elevada aplicabilidade em solos finos (mais de 20% de passados no peneiro nº200 da série ASTM), uma vez que é o único equipamento que não conduz à laminação do terreno. A característica que não potencia o desenvolvimento deste fenómeno é a geometria dos seus “pés” (ver Fig. 3.2). Dada a reduzida superfície de contacto do equipamento com o solo, a tensão transmitida a este, por cada pé, é muito superior. A laminação é um fenómeno que acontece em solos finos, quando compactados com equipamentos que promovam uma superfície lisa na superfície da camada que é acabada de compactar. Desta forma, as ligações às camadas superiores dão-se deficientemente o que resulta não só num decréscimo da resistência do aterro, como também num aumento da permeabilidade horizontal do solo criando “caminhos” por onde a água possa percolar facilmente.



Fig. 3.2 – Cilindro de pés de carneiro (Cat, 2014)

3.2.2. CILINDRO DE PNEUS

O cilindro de pneus é um equipamento com aplicabilidade numa grande variedade de solos (menos de 10% de passados no peneiro nº200 da série ASTM), o mais rápido e económico. O resultado da compactação deste equipamento é influenciado pela carga do compactador, largura dos pneus e pressão de ar nos pneus. Existem várias recomendações de como estas variáveis devem ser conciliadas: quanto maior for a carga do compactador e a pressão de ar nos pneus, maior será o grau de compactação. Contudo, aumentar a pressão nos pneus sem aumentar, proporcionalmente, a carga do compactador tende-se para uma maior compactação próxima da superfície (Hilf (1990) citado por Broms, 1991). Outros autores sugerem ainda que, aumentar a pressão nos pneus é mais eficaz do que aumentar a carga do compactador para a obtenção de maiores densidades e aumentar a largura dos pneus, mantendo a mesma pressão, aumenta a compactação a maiores profundidades. Na Fig. 3.3 apresenta-se um modelo de um cilindro de pneus.



Fig. 3.3 – Cilindro de pneus (Cat, 2014)

3.2.3. CILINDRO DE RASTO LISO

O cilindro de rasto liso é um equipamento com aplicabilidade em solos grossos. Não deve ser utilizado para a compactação de solos finos, uma vez que conduz ao desenvolvimento do fenómeno de laminação (ver ponto 3.2.1). Este equipamento pode, também, operar com um cilindro vibratório.



Fig. 3.4 – Cilindro de rasto liso (Cat, 2014)

3.3. COMPACTAÇÃO DINÂMICA

O processo de compactação dinâmica é um dos métodos de compactação mais antigos e consiste no lançamento de uma massa, de betão ou aço, a partir de uma dada altura, múltiplas vezes. O resultado da compactação poderá chegar até aos 15 metros de profundidade, dependendo da altura de lançamento, do peso e da forma da massa que é lançada. Do lançamento sucessivo resultam depressões no terreno que podem chegar até 1 a 2 metros e que são preenchidas por um material entre cada lançamento.

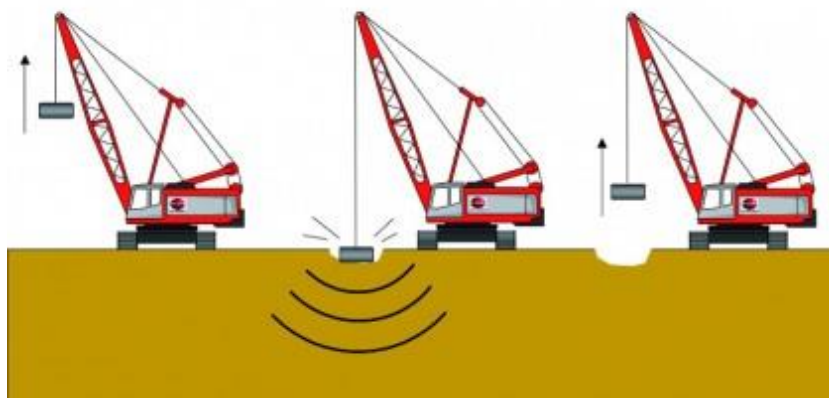


Fig. 3.5 – Esquema de funcionamento do tratamento por compactação dinâmica (Menard, 2013)

Como foi dito, o resultado da compactação resulta de inúmeros fatores entre os quais a forma da massa. Na Fig. 3.6 mostra-se o resultado de duas quedas diferentes da massa no solo. É evidente a diferença do volume de solo que é afetado num caso e noutro.

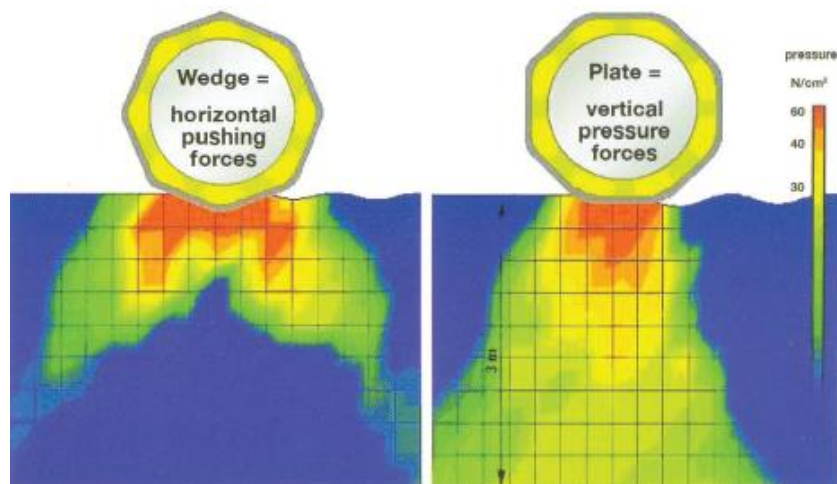


Fig. 3.6 – Distribuição, em profundidade, do volume de solo afetado para dois modos distintos de queda da massa (BOMAG referenciado por Mengé, 2012)

No processo de melhoramento deve proceder-se de baixo para cima, compactando primeiro a camada de solo que se encontra a maior profundidade até à que se encontra à superfície. Este procedimento pode ser seguido começando por realizar os lançamentos de uma altura maior e com uma malha em que os pontos de tratamento se encontrem mais espaçados entre si. As camadas superficiais serão compactadas reduzindo, progressivamente, tanto a altura de lançamento, como o espaçamento entre os pontos. A eficácia deste método, em profundidade, é mais significativa se o solo se encontrar saturado em vez de seco (Smits & DeQuelerij (1989) citados por Broms (1991)).



Fig. 3.7 – Depressões geradas durante o processo de melhoramento de solos por compactação dinâmica (KELLER, 2010)

A aplicabilidade deste método de tratamento está fortemente condicionado pela existência e a proximidade das estruturas do local onde vai ser executada a obra. As vibrações consecutivas, geradas pelo impacto da massa lançada no solo, podem originar danos graves nestas estruturas.

3.4. VIBROSUBSTITUIÇÃO

O método de tratamento por vibrosubstituição (vulgarmente conhecido por “colunas de brita”), é um método que consiste em substituir parte do solo a tratar por colunas constituídas por outro material, tornando-o mais resistente e menos deformável. Este processo de melhoramento pode estender-se até uma profundidade de 25 metros e é, em grande parte, semelhante à vibroflutuação (ver ponto 3.5). O torpedo é introduzido no furo até uma determinada profundidade a vibrar e o furo é preenchido pelo outro material. A alimentação deste material ao equipamento tanto pode ser dada pelo topo ou pela base do equipamento e é compactado assim que os excessos da pressão da água se dissiparem.

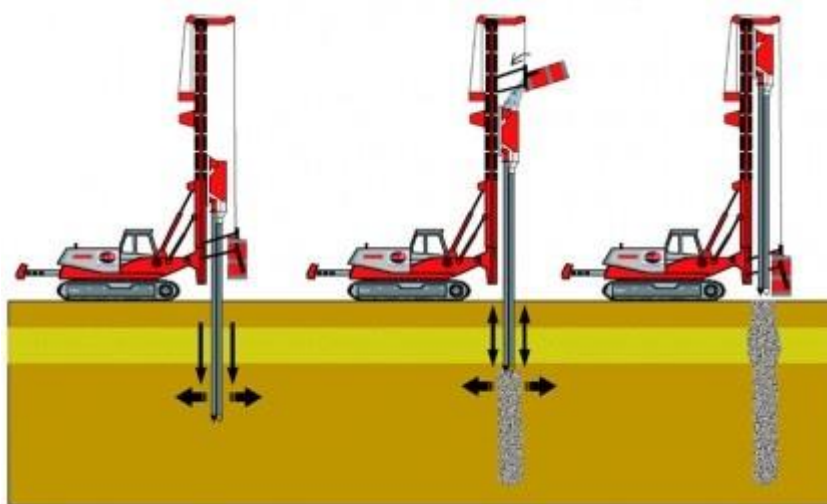


Fig. 3.8 – Esquema de funcionamento do tratamento por vibrosubstituição (Menard, 2013)

Uma das grandes vantagens deste método é a sua aplicabilidade a solos finos. Uma vez que a permeabilidade da coluna de brita, conferida pela granulometria, normalmente, grosseira do material que a constitui, é elevada, esta também funciona como um dreno. Para além das potencialidades que eram reconhecidas a este método inicialmente, o funcionamento como dreno promove uma consolidação do solo muito mais rápida, que é bastante apreciada nas construções sobre solos finos.

3.5. VIBROFLUTUAÇÃO

A vibroflutuação é um método de compactação profunda *in situ* para solos granulares que se processa através da transmissão de vibrações horizontais ou verticais ao terreno, através da rotação de massas excêntricas existentes no interior da componente vibratória do equipamento. Este método, através das vibrações horizontais que são transmitidas ao terreno, simula uma ação sísmica, induzindo ao solo um estado de liquefação. Este fenómeno ocorre em qualquer solo que se encontre total ou praticamente saturado e solto. O carregamento cíclico, brusco, induzido pelo equipamento vibratório, provoca uma deficiente drenagem através da geração de excessos de pressão neutra positivos. O excesso de pressão neutra gerado pela manutenção do carregamento no tempo, igualando a tensão total, anula as tensões efetivas e o solo passa a comportar-se como um fluido, dando origem ao fenómeno de liquefação. Os excessos de pressão neutra gerados dissipam-se muito rapidamente e as partículas do solo, por ação da gravidade, vão-se reorganizar com uma maior compacidade do que aquela que apresentavam inicialmente.

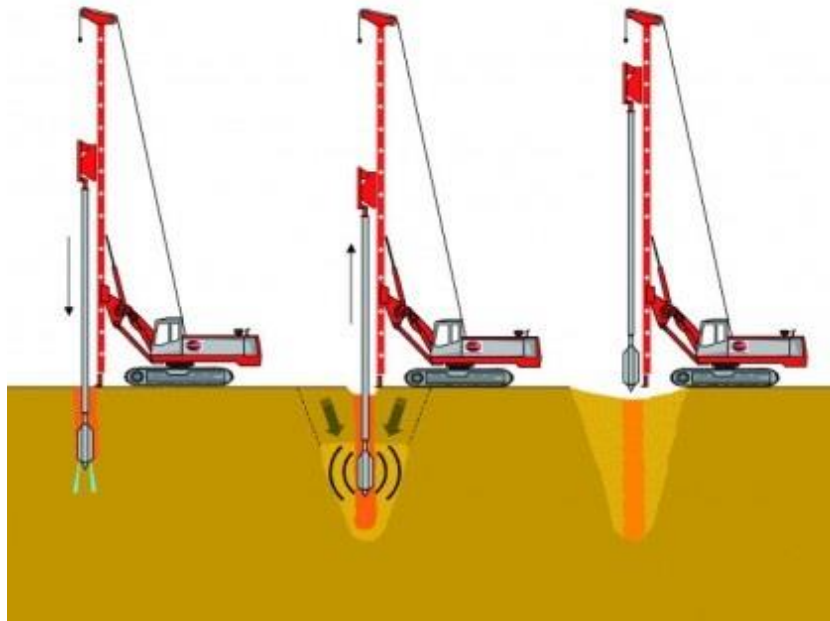


Fig. 3.9 – Esquema de funcionamento do tratamento por vibroflutuação (Menard, 2013)

O equipamento é introduzido no terreno servindo-se do seu peso próprio, ação vibratória e de jatos de água na frente do equipamento para facilitar a penetração no terreno. Na frente do equipamento, devem de existir umas “barbatanas” que cravam no terreno para estabilizar o conjunto, não permitindo que rode e para aumentar a eficiência do tratamento. Atingida a profundidade a partir da qual o solo será tratado, os jatos que se encontram na frente do equipamento são desligados ou reduzidos. Introduzido o torpedo até à profundidade pretendida, inicia-se o processo de melhoramento. Em troços, tipicamente de 0,5 metros, o torpedo vai sendo retirado, através de movimentos repetidos de subida e descida até que a pressão hidráulica (no caso de vibradores hidráulicos) atinja os valores previamente definidos. Este procedimento é seguido até que seja atingida a superfície e, depois, repetido para todos os outros pontos da malha de tratamento.



Fig. 3.10 – Equipamento vibratório a operar (foto cedida por Teixeira Duarte Engenharia e Construções, S.A. à data)

Este método é eficiente quando utilizado em solos soltos, particularmente areias e/ou cascalho. Contudo, solos com significativa percentagem de finos, a eficiência do seu tratamento é reduzida ou pode mesmo produzir o efeito contrário ao pretendido, diminuindo as características resistentes dos solos. Nestas condições deverão ser produzidos estudos com intuito de analisar se estes solos são passíveis de ser tratados por vibroflutuação e em que condições.

O resultado final do processo de tratamento é, portanto, uma conjugação de todos os fatores envolvidos neste complexo problema de múltiplas variáveis. Com o intuito de atingir determinados objetivos, as variáveis são dependentes umas das outras e não apresentam um comportamento linear na relação causa-efeito. Estas relações tornam-se ainda importantes quando é introduzida, no problema, a variável económica. O conhecimento das limitações de cada uma das variáveis conduz necessariamente a um resultado final melhor e com menores custos. Mais à frente, no capítulo 6, será analisada a influência que algumas das variáveis têm sobre o resultado final.

3.5.1. SUSCETIBILIDADE AO TRATAMENTO POR VIBROFLUTUAÇÃO

Tal como foi explicado no capítulo anterior, o método de tratamento de solos por vibroflutuação não é aplicável a todos os tipos de solos. Foi dito que, para este método se tornar viável, tanto do ponto de vista de cumprimento dos objetivos pretendidos, como económico, os solos a tratar teriam de ser granulares (menos de 10 a 15% de passados no peneiro nº200 da série ASTM) e, no seu estado natural, encontrarem-se soltos. No entanto, esta descrição é vaga, pelo que existe a necessidade de adotar métodos objetivos para determinar se o tratamento por vibroflutuação é viável para um dado solo ou não. Existem vários métodos que podem ser utilizados para avaliar essa viabilidade, tais como o número de adequabilidade de Brown, o fuso granulométrico de Mitchell e a classificação de adequabilidade de Massarsch. Embora os três métodos sejam aceites e tidos como válidos para a análise da viabilidade do tratamento, pode ser imprudente adotar apenas um ou dois dos três, devendo todos ser utilizados numa análise integrada.

3.5.1.1. Número de adequabilidade de Brown

Brown (1977) sugeriu um número de adequabilidade para os solos ao qual está associada uma classificação que conhece quatro graus: pobre, razoável, bom e excelente. O número de adequabilidade

depende das dimensões das partículas correspondentes às percentagens de 10, 20 e 50 de passados no processo de peneiração e é dado através da seguinte equação:

$$S_n = 1,7 \times \sqrt{\frac{3}{d_{50}^2} + \frac{1}{d_{20}^2} + \frac{1}{d_{10}^2}} \quad (3.1.)$$

onde,

d_{10} – dimensão das partículas correspondentes a 10% de passados [mm]

d_{20} – dimensão das partículas correspondentes a 20% de passados [mm]

d_{50} – dimensão das partículas correspondentes a 50% de passados [mm]

Da equação 3.1. é possível verificar que o número de adequabilidade de Brown será tanto maior, quanto menor for a dimensão das partículas (partículas mais finas). Inversamente, o número será tanto menor, quanto maior for a dimensão das partículas (partículas mais grossas).

A classificação proposta por Brown é a seguinte:

Tabela 2 – Classificação de solos para o número de adequabilidade de Brown

S_n	Classe
0 a 10	Excelente
10 a 20	Bom
20 a 30	Razoável
30 a 50	Pobre

Da Tabela 2 é possível concluir que quanto menor for o valor de S_n , melhor será a adequabilidade do solo a ser tratado por vibroflutuação. Esta conclusão está, então, concordante com o que foi dito no capítulo anterior: os solos finos não são adequados a serem tratados por este método. De assinalar ainda que o tempo requerido para a compactação por vibroflutuação diminui com a diminuição do número de adequabilidade de Brown (Broms, 1991).

3.4.1.2. Fuso granulométrico de Mitchell

Mitchell (1982) sugeriu um conjunto de solos, definidos através de um fuso granulométrico, suscetíveis de serem tratados por métodos de compactação dinâmicos, quer sejam por vibração, quer sejam por impacto. Antes deste trabalho, Thorburn (1976) também já tinha apresentado um fuso semelhante para a mesma finalidade, mas mais aberto. Todos os solos, cujas curvas granulométricas se insiram dentro do fuso sugerido na Fig. 3.11, são adequados para serem melhorados por vibroflutuação.

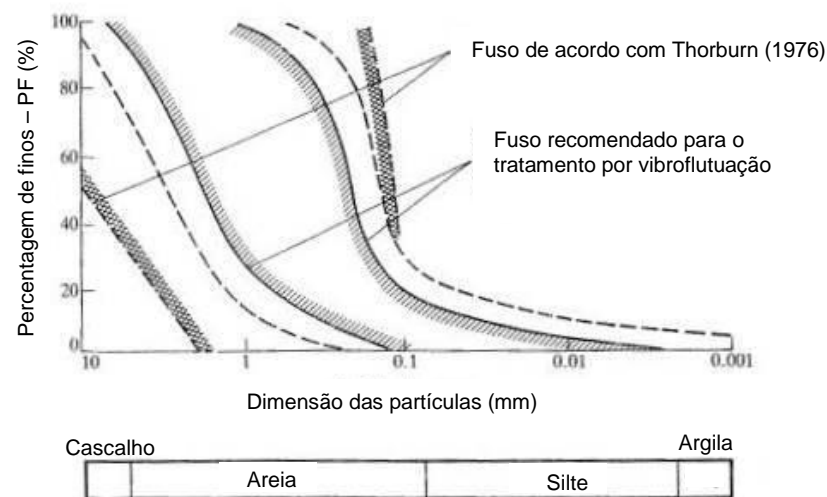


Fig. 3.11 – Fusos granulométricos para o tratamento por vibroflutuação (adaptado de Mitchell (1982) após Thorburn (1976))

Tanto no caso do fuso granulométrico de Mitchell (1982), como no número de adequabilidade de Brown, é necessário proceder à recolha de amostras por forma, em laboratório, determinar as curvas granulométricas. Enquanto no primeiro método, a curva granulométrica é um dado de entrada direto, no segundo é preciso ler a dimensão das partículas às percentagens de passados explicitadas anteriormente.

3.4.1.3. Classificação de adequabilidade de Massarch

Massarsch, 1991 sugeriu uma classificação de adequabilidade com base em resultados do ensaio CPT. Esta classificação relaciona a resistência de ponta, q_c , com a razão de fricção (parâmetro que relaciona a resistência lateral com a de ponta), F_r , e classifica os solos como sendo compactáveis, marginalmente compactáveis e não compactáveis.

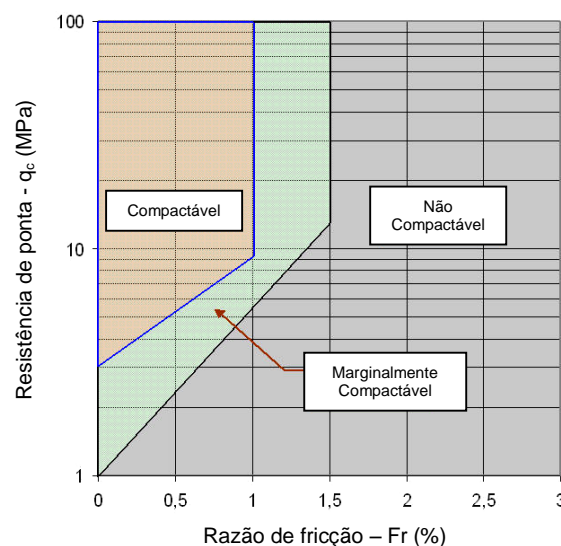


Fig. 3.12 – Classificação do solo para ser tratado por vibroflutuação com base em ensaios CPT (adaptado de Massarsch, 1991)

3.5.2. EQUIPAMENTO E PROCEDIMENTO DE TRATAMENTO

O equipamento a utilizar para o tipo de tratamento pretendido, tem de resultar de uma análise criteriosa. No mercado estão disponíveis múltiplos equipamentos com diferentes características que lhes conferem capacidades e finalidades, também, diferentes. Entre os vários equipamentos, variam características tais como o tipo de agulha (horizontal ou vertical), potência, frequência e amplitude de vibração, diâmetro e comprimento do vibrador, pressão da injeção dos jatos, etc. A seleção destas características deve ser resultado da ponderação do rendimento que se pretende atingir perante o solo e área em planta a tratar, malha e tempo de tratamento.

Normalmente o equipamento para iniciar o seu funcionamento requer o apoio de uma grua que o suspende até à profundidade determinada inicialmente. À medida que o equipamento vai sendo introduzido no solo é-lhe acrescentado um tubo de prolonga para conferir rigidez ao conjunto ao longo do seu desenvolvimento.

A introdução do equipamento no solo é feita com recurso ao seu peso próprio, com o vibrador em funcionamento e com injeção de ar/água como complemento. Durante o processo de inserção e remoção do equipamento do solo, deve ser seguido o plano inicialmente previsto: velocidade de inserção, período estacionário no fundo, velocidade de remoção e tempo previsto para que a pressão hidráulica atinja o valor pretendido.

3.5.3. PROFUNDIDADE DE TRATAMENTO

Após o reconhecimento geotécnico inicial, onde o solo interessado é classificado, caracterizado à luz das metodologias adotadas na campanha de prospeção e analisada a respetiva suscetibilidade de tratamento por vibroflutuação, procede-se ao estudo da profundidade até à qual o tratamento terá lugar.

Como já foi dito, o tratamento por vibroflutuação exige que o solo a ser tratado seja suscetível à liquefação, ou seja, a profundidade de tratamento está sempre dependente dos horizontes atravessados preencherem esse requisito ou não. Caso o solo, no seu estado natural, já se encontre compacto, o seu tratamento não se traduz numa mais-valia, apenas em perdas, soltando-o. Assim, é necessário levar a cabo uma análise cuidada da suscetibilidade do solo à liquefação e da respetiva evolução, em profundidade, da densidade relativa, para aferir a adequabilidade do tratamento à situação em causa.

3.5.4. MALHA DE TRATAMENTO

O pré-dimensionamento das malhas de tratamento por vibroflutuação utilizadas pode ser baseado na curva empírica proposta por Thorburn (1975) e nas expressões para malhas triangulares ou quadrangulares sugeridas por Mitchell (1981). A primeira metodologia consiste numa relação direta entre o afastamento ao centro de vibração e a densidade relativa, traduzida graficamente por uma curva (ver Fig. 3.13), enquanto a segunda consiste numa expressão analítica dependente do índice de vazios antes e depois do tratamento e do diâmetro da agulha vibratória. A densidade relativa, sendo um parâmetro que é expresso através do índices de vazios mínimo, máximo e *in situ*. Os valores mínimo e máximo podem ser obtidos laboratorialmente (ver ponto 4.1.1.2), enquanto o *in situ* carece da recolha de amostras intactas, muito difíceis de obter em areias saturadas. Por esta razão, por simplificação, trata-

se de um pré-dimensionamento, o qual deve ser realizado com base numa correlação de densidade relativa e índice de vazios (por exemplo Vallejo (2002) citado por Rosa *[et al.]*, ver Tabela 3).

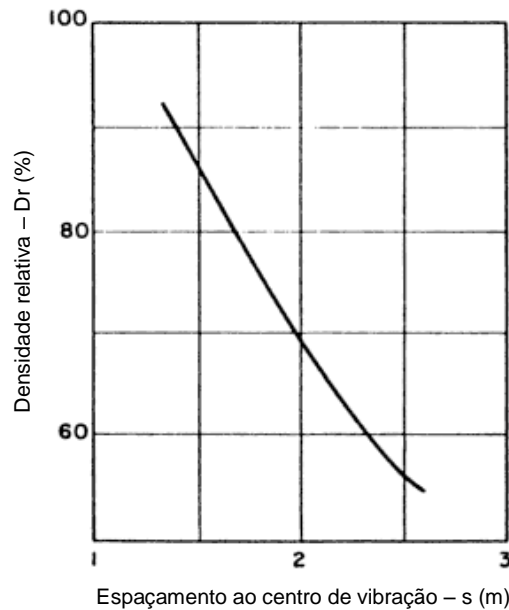


Fig. 3.13 – Densidade relativa de areias limpas em pontos que se situam a meio da distância entre os centros de vibração, função dos espaçamentos (adaptado de Thorburn, 1975)

A partir da curva apresentada na Fig. 3.13, constata-se uma evidência deste tipo de problemas onde, quanto menor for a distância ao centro de vibração, maior será a densidade relativa verificada no solo. Contudo, uma vez que esta proposta está desenhada apenas para o caso de areias limpas, a sua aplicação é reduzida, ao contrário das expressões propostas por Mitchell (1981).

A expressão sugerida por Mitchell (1981) para malhas triangulares é dada por:

$$S = 1,08 \times \sqrt{\frac{\pi \times (1 + e_0)}{(e_0 - e)}} \times d \quad (3.2)$$

e para malhas quadrangulares por:

$$S = \sqrt{\frac{\pi \times (1 + e_0)}{(e_0 - e)}} \times d \quad (3.3)$$

onde,

- e_0 – índice de vazios antes do tratamento [adimensional]
- e – índice de vazios depois do tratamento [adimensional]
- d – diâmetro da agulha vibratória [m]

Tabela 3 – Correlação entre densidade relativa e índice de vazios (adaptado de Vallejo, 2002 citado por Rosa *et al.*, 2013)

D _R (%)	e
40	0,900
45	0,838
50	0,775
55	0,713
60	0,650
65	0,625
70	0,600
75	0,575
80	0,550
85	0,475
90	0,400

Conhecida a evolução da densidade relativa em profundidade do solo e, consultando a correlação proposta por Vallejo (2002), é possível estimar o índice de vazios inicial das várias camadas de solo interessadas no tratamento. O mesmo acontece para o índice de vazios final. A densidade relativa final é definida inicialmente, ainda durante a fase de projeto. Conhecido o índice de vazios inicial e final e o diâmetro da agulha do equipamento a usar durante o tratamento, determina-se o espaçamento. Em função dos resultados obtidos analisa-se o custo-benefício de adotar determinada malha e em que condições. Contudo, a malha a utilizar só ficará acertada após a realização dos blocos de ensaio no local onde será realizado o tratamento.

3.5.5. TEMPO DE TRATAMENTO

A definição do tempo de tratamento, nomeadamente as velocidades de inserção e remoção do equipamento e períodos estacionários, tanto no fundo como ao longo dos vários patamares, não segue nenhuma metodologia própria. Contudo, existem alguns estudos que apontam limites a partir dos quais o tratamento não traduz numa melhoria significativa. Um desses estudos foi conduzido por Neely & Leroy, 1991 que, apesar de ter sido realizado com recurso a um equipamento vibratório de agulha vertical, as conclusões são igualmente válidas/adaptáveis a um equipamento de agulha horizontal. As conclusões do estudo estão apresentadas, na Fig. 3.14.

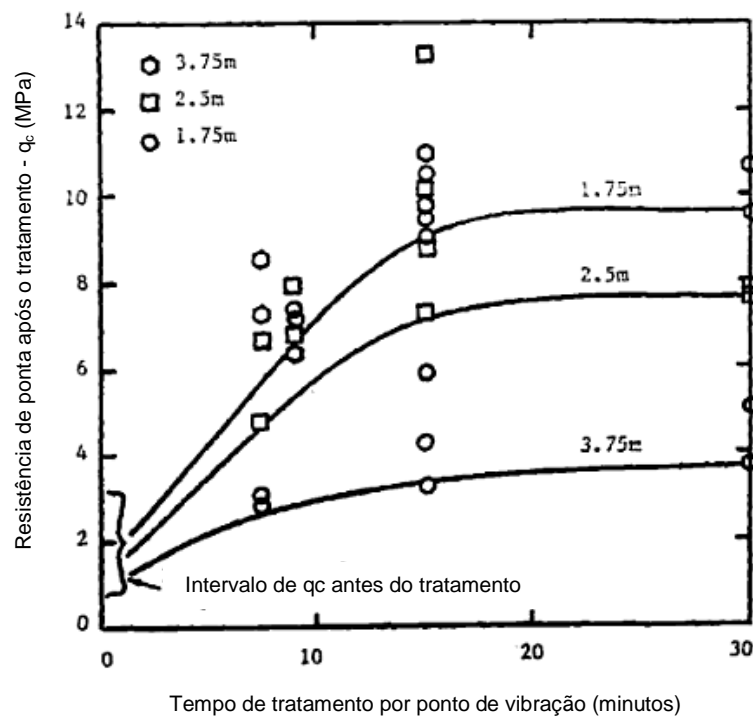


Fig. 3.14 – Efeito do tempo e da malha de tratamento na resistência de ponta (adaptado de Neely & Leroy, 1991)

O estudo consistiu no tratamento de um terreno com uma areia fina até uma profundidade de 8 metros, introduzindo o torpedo no solo 2 metros em 15 segundos (0,13m/s). Quando o equipamento chegou ao fundo, foi deixado vibrar durante 1 minuto e depois foi sendo retirado à mesma taxa com que foi introduzido. Posteriormente, noutros pontos de vibração, foram experimentados outros tempos de tratamento que no total variaram desde 7 minutos e meio a 30 minutos. O procedimento foi repetido para diferentes malhas. Para todas as malhas utilizadas, a conclusão é idêntica: a partir dos 15 minutos de tratamento, generalizando, 0,01 m/s, não se verifica melhoria do comportamento do solo.

3.5.6. BLOCOS DE ENSAIO

Como foi dito, as metodologias para definição da malha de tratamento servem apenas para pré-dimensionar. A definição da malha a utilizar durante o processo de melhoramento só acontece após a execução e a análise dos resultados dos blocos de ensaio. No entanto, a execução dos blocos de ensaio não se cinge apenas à definição da malha de tratamento pois permite, também, aferir os tempos de tratamento, calibrar os dados medidos pelo equipamento e utilização dos jatos de água. A necessidade de recorrer a blocos de ensaio resulta do facto da aplicação das metodologias apresentadas possuírem limitações ao não integrarem todas as variáveis que podem influenciar o resultado final. São metodologias universais e que têm de ser adaptadas ao caso em que estão a ser aplicadas.

Para efeito de calibração dos dados medidos pelo equipamento e jatos de água, deve ser executado um bloco de ensaio preliminar. Concluído o bloco de ensaio preliminar, devem ser criados outros, mas todos diferentes entre si, seja em malha ou em tempo de tratamento. O número de blocos de ensaio a executar é variável e não segue nenhum critério rígido. Adotando três a quatro malhas, próximas da que foi pré-dimensionada, e dois a três tempos de tratamento, baseados na experiência de outras obras semelhantes

ou bibliografia relacionada, resulta um conjunto de blocos de ensaio a partir dos quais é possível determinar qual a melhor configuração para o caso. Nesta fase, a execução dos blocos de ensaio também poderá ser útil para aferir as metodologias de reconhecimento geotécnico inicial e final.

Dado o cariz experimental destes pontos de tratamento, devem de ser realizados num local cuja finalidade não implique grandes exigências do ponto de vista do desempenho estrutural e que seja representativo das características do restante aterro. Em função da finalidade para qual cada zona do aterro projetada, diferentes configurações de tratamento podem ser adotadas. A otimização do tratamento nestas circunstâncias pode revelar uma diminuição dos custos bastante significativa.

3.5.7. SUBSIDÊNCIA

Durante a execução do melhoramento por vibroflutuação o solo é compactado e dessa compactação resulta o rearranjo das partículas (assentamento). O rearranjo desenvolve-se ao longo da área de influência do tratamento e é tão mais significativo quanto mais próximo do centro de vibração as partículas estiverem, formando, à superfície, uma depressão (aproximada a uma geometria cónica) no solo (ver Fig. 3.15). Ao movimento das partículas em direção ao centro de vibração chama-se de subsidência. Dependendo do estado natural do solo e das condições em que se desenvolve o processo de tratamento, estes movimentos podem ser bastante expressivos. Assim, para preencher os “cones de abatimento” e assegurar determinadas cotas de projeto, é necessário proceder-se à colocação de novo material durante a fase de tratamento. O material que é utilizado para o preenchimento deve possuir características semelhantes às do solo tratado, se possível obtido através do mesmo local de empréstimo. No entanto, não sendo possível obter o material a partir do mesmo local de empréstimo, podem ser utilizados outros solos, areia ou cascalho, desde que com uma reduzida percentagem de finos. Ao material que é acrescentado chama-se material de subsidência ou volume de subsidência quando se quantifica o material que é acrescentado.



Fig. 3.15 – Depressão formada pelo movimento de subsidência (foto cedida por Teixeira Duarte Engenharia e Construções, S.A., à data)

A formação destas depressões funciona, ainda, como um indicador da eficácia do tratamento. Uma das maiores dificuldades no tratamento de solos em profundidade é a identificação da zona efetivamente tratada. A prática leva a que se relacione o volume de material que é adicionado com a maior ou menor eficiência do tratamento, pelo que é importante a medição não só dos volumes adicionados, como também a medição de assentamentos em torno do centro de vibração. Aceita-se então que, quanto maior for o “cone de abatimento” gerado, maior é o impacto do tratamento no solo.

3.5.8. PARTICULARIDADES DO TRATAMENTO POR VIBROFLUTUAÇÃO

3.5.8.1. Camada de material fino

Como foi referido no ponto **Error! Reference source not found.**, se não forem tidos alguns cuidados urante a descarga do material dragado para o aterro hidráulico, através da deposição mais lenta do material fino, podem gerar-se camadas bem definidas deste material. Caso estas camadas de material fino (argila e silte) sejam geradas, o tratamento por vibroflutuação, 0.5m acima e abaixo dessa camada, a eficiência do tratamento é reduzida significativamente, pelo que o seu efeito não deve ser considerado (BAUER, 2014). Esta ineficiência resulta da camada funcionar como um “tampão”, ou seja, não permitir que o solo que se encontra imediatamente subjacente não consiga drenar o excesso de pressão neutra gerado pela ação vibratória do equipamento. Com efeito, a compactação é muito menos eficiente.

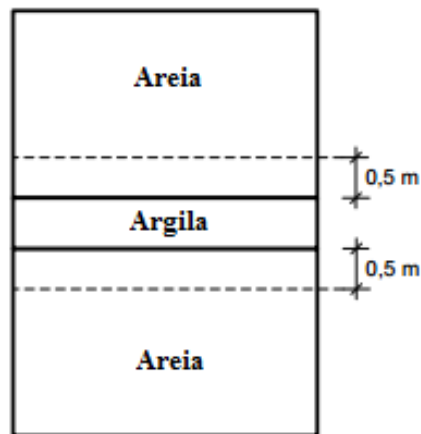


Fig. 3.16 – Influência da camada de material fino (adaptado de BAUER, 2014)

Este assunto será explorado com maior detalhe no capítulo 7. Nesse capítulo é apresentado o estudo que foi conduzido para análise da influência das camadas de material fino e as respectivas conclusões.

3.5.8.2. Areias carbonatadas

As areias carbonatadas são solos constituídos essencialmente por minerais carbonatados, ou seja, que resultam da acumulação de partes de esqueletos de organismos marinhos. Em função da percentagem deste tipo de sedimento, a areia será mais ou menos carbonatada e com isso diferentes comportamentos mecânicos são esperados.



Fig. 3.17 – Exemplo de uma areia carbonatada (Mengé, 2012)

Estas areias caracterizam-se sobretudo pela sua sensibilidade ao esmagamento, mas também pela angulosidade e cimentação. Dependendo da maior ou menor presença dos sedimentos carbonatados e das características que os definem, a areia apresentará maior ou menor suscetibilidade ao esmagamento. Este comportamento da areia não só irá afetar o seu desempenho quando utilizado como material para a construção do aterro hidráulico, como também irá gerar mais finos ao longo de todo o processo de construção (dragagem, transporte, descarga e tratamento) (van 't Hoff & van der Kolff, 2012). Para prevenir que o material que é recolhido apresente características distintas antes e depois do processo de

construção devem de ser recolhidas e analisadas amostras do local de empréstimo do material. Vários autores, ao longo dos últimos anos, têm tentado quantificar a suscetibilidade ao esmagamento das areias carbonatadas, e com base nisso determinar parâmetros importantes, para controlo da construção de aterros hidráulicos, como a densidade relativa (Kwag *[et al.]*, 1999) propuseram um índice da suscetibilidade ao esmagamento em função da densidade relativa e da tensão que origina o esmagamento.

A angulosidade é um parâmetro difícil de quantificar, mas é sabido que quanto mais angulosas as partículas de origem biológica forem, maior será o índice de vazios do solo e o ângulo de atrito de pico. Contudo, para um nível de tensão elevado, como os pontos de contacto destas partículas com as outras são poucos, a sua capacidade resistentes esgota-se e são esmagados. A cimentação resultante da precipitação dos sedimentos carbonatados é diferida no tempo e pode ser bastante significativa. van't Hoff & van der Kolff (2012), com base num caso de obra no Médio Oriente, analisaram o efeito da cimentação mediante o ensaio de um aterro depois de construído e 3 meses depois da sua construção. Estes autores verificaram um aumento da resistência de ponta acima do nível freático, contrastante com os resultados abaixo deste nível onde não se verificou alteração nenhuma. À semelhança da angulosidade, a cimentação não é fácil de quantificar, uma vez que estas ligações quebram-se aquando da recolha de amostragens.

Comportamento mecânico

Através dos estudos de Coop (1990) e Coop & Airey (2003) citados por van't Hoff & van der Kolff (2012) é possível afirmar que o comportamento das areias carbonatadas não difere muito de areias com outras composições mineralógicas. Coop & Airey (2003) traduziram o comportamento mecânico das areias carbonatadas com base na teoria dos estados críticos.

Compressibilidade

As deformações volumétricas como resultado de um carregamento isotrópico em areias é vulgarmente associado ao esmagamento das partículas de origem biológica presentes neste tipo de areias. Tendo sido realizados vários ensaios de compressão isotrópicos para diferentes níveis de tensão, foi determinada uma linha normalmente consolidada (LNC), semelhante à que é possível de determinar, por exemplo, para areias de quartzo. A diferença de uma para a outra é o declive que, no caso das areias carbonatadas, é muito mais acentuado e deve-se ao elevado índice de vazios inicial e consequente esmagamento das partículas durante o carregamento.

Na Fig. 3.18 apresenta-se os resultados de ensaios de compressão isotrópicos conduzidos por Coop (1990). Através destes resultados é possível verificar que o solo, para níveis de tensão baixos, apresenta um comportamento bastante rígido até ser esgotada a capacidade das partículas, esmagando-as, pelo aumento do carregamento. A compressibilidade vai aumentando até a LNC ser atingida. Como a capacidade das partículas vai sendo excedida progressivamente, a determinação da tensão de cedência torna-se difícil. Kwag *[et al.]* (1999) sugerem que a determinação desta tensão se dê pelo método gráfico de Casagrande (1936) (van't Hoff & van der Kolff, 2012).

Comparado o comportamento da amostra P (ver Fig. 3.18) com outra, mas de volume inicial superior, uma vez atingida a LNC, verifica-se que é idêntico. Apenas a LNC é atingida para um nível de tensão superior ao outro. Adicionalmente, através processo de carga-descarga da amostra verifica-se um comportamento rígido e elástico, com uma progressão da tensão de cedência cada vez que a LNC é atingida (ver amostra Q da Fig. 3.18).

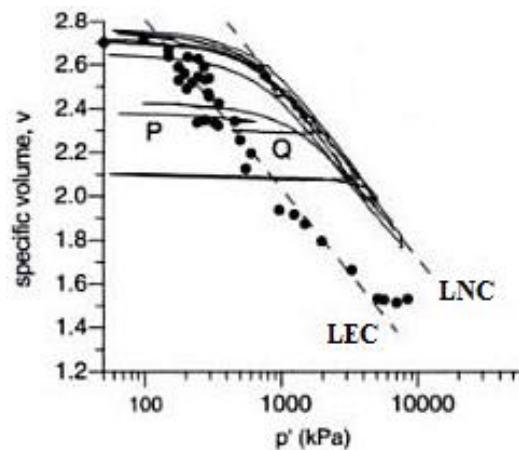


Fig. 3.18 – Resultados dos ensaios de compressão isotrópica (Coop & Airey, 2003)

Desta forma Coop & Airey (2003) concluíram que a compressibilidade depende do nível de tensão instalado no solo, índice de vazios inicial e historial de tensões.

A partir desta conclusão percebeu-se que algumas condições teriam de ser verificadas durante o processo de recolha e análise de amostras. Para que os resultados dos ensaios em laboratório sejam representativos, é necessário que o solo que é ensaiado apresente as mesmas características do que quando colocado no aterro. Apresentando este tipo de solo uma evolutividade assinalável e atendendo ao processo pelo qual tem de passar, desde o momento em que é dragado no local de empréstimo até que é descarregado no local de construção, é uma obrigatoriedade o cuidado de ter que ensaiar o solo nas condições o mais representativas possíveis.

Coop & Airey (2003) reforçaram esta ideia através do ensaio, de compressibilidade isotrópica, de uma dada areia. O ensaio consistiu em ensaiar uma areia muito para além da sua tensão de cedência, registou-se o seu comportamento, recuperou-se a areia ensaiada e repetiu-se o processo, agora com a areia noutra estado. Os resultados mostraram que do primeiro para o segundo ensaio houve uma alteração da relação índice de vazios-estado de tensão. Na Fig. 3.19 apresentam-se os resultados obtidos.

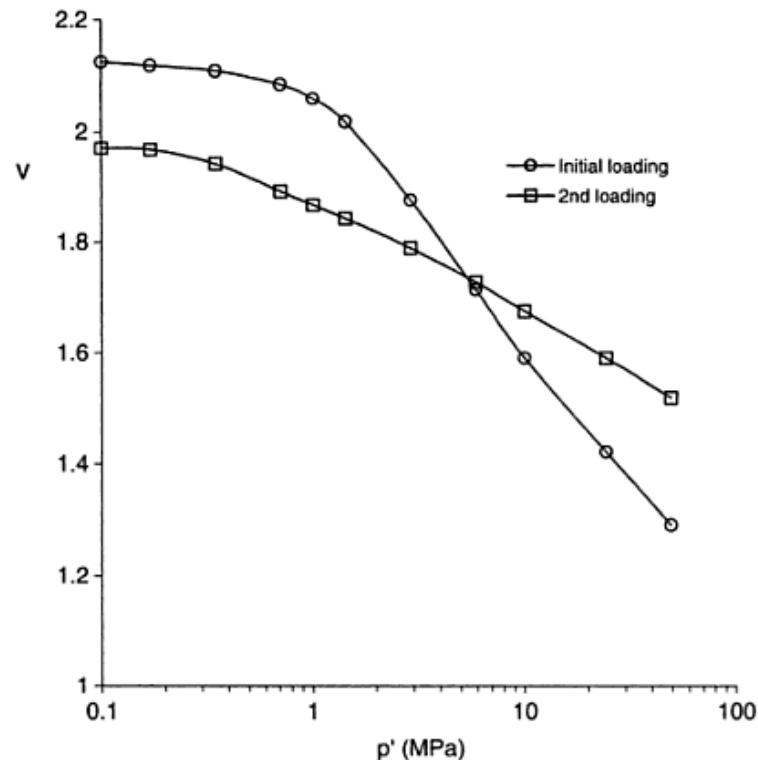


Fig. 3.19 – Influência do estado inicial das areias carbonatadas (Coop & Airey, 2003, com base no trabalho de Pan, 1999)

A ordem de grandeza das tensões de cedência habitualmente determinadas para areias carbonatadas é superior às que são impostas pelas estruturas construídas pelo Homem, mesmo em areias com elevado índice de vazios. No entanto, a estrutura a ser construída deve ser dimensionada para níveis de tensão dessa ordem de grandeza. Esta medida irá reduzir o índice de vazios, aumentar a tensão de cedência e, portanto, minimizar eventuais assentamentos resultantes do esmagamento das partículas ao longo do tempo. Sendo a densidade relativa o parâmetro de controlo do estado do aterro, através da LNC é possível prever que valor é necessário impor à estrutura. Caso seja necessário determinar a densidade relativa a impor ao aterro, através de ensaios, como aqueles que foram apresentados, em laboratório, é preciso recriar o estado que o solo vai apresentar quando colocado. Dada a incerteza do estado do solo quando colocado no aterro, devem ser conduzidos vários ensaios, com diferentes índices de vazios e percentagens de finos para tentar abranger o maior número de cenários possível.

Por fim, Coop & Airey (2003) investigaram qual o melhor procedimento para dotar a estrutura das características necessárias. Na Fig. 3.20 apresenta-se um esquema do comportamento que três procedimentos evidenciam, partindo e acabando no mesmo estado (i para f). No primeiro procedimento apenas foi utilizada pré-carga; no segundo foi utilizada pré-carga e um tratamento de compactação de solos; e no terceiro apenas tratamento de compactação de solos. Da análise da figura é evidente que o assentamento que é experimentado adotando o primeiro procedimento é inferior do que o segundo e muito inferior do que o terceiro. De referir que para a pré-carga foi considerado que havia esmagamento de partículas, enquanto a compactação apenas rearrumava-as. Contudo, na prática isto não acontece, pois a compactação produz esmagamento das partículas.

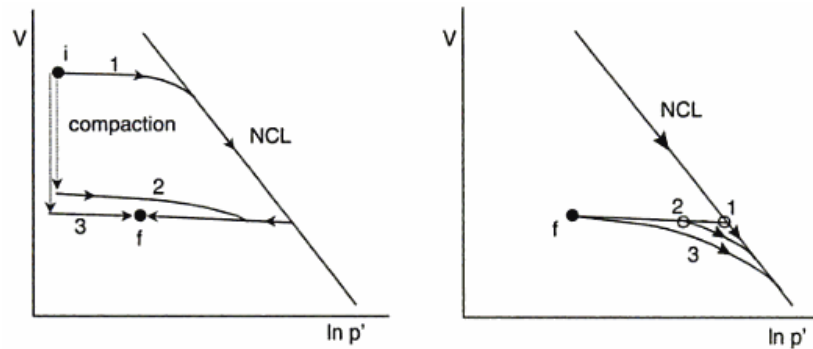


Fig. 3.20 – Efeito dos vários carregamentos na compressibilidade do solo (Coop & Airey, 2003)

Da análise que foi feita, conclui-se que o procedimento que conduz a um comportamento ótimo da estrutura é o de pré-carga. Contudo, na maior parte dos casos, a sobrecarga que é necessária acrescentar ao aterro, para que a LNC seja atingida, é tão grande que torna este procedimento inviável.

Toda a análise de dados feita até aqui foi tendo como base ensaios bidirecionais. No entanto, ensaios unidirecionais são mais representativos do comportamento do aterro hidráulico. Destes ensaios resulta que a tensão de cedência é inferior e que a diferença dos procedimentos é mais pronunciada, mas inviável.

Resistência ao corte

O ângulo de atrito de pico em areias carbonatadas é geralmente superior ao de areias de quartzo com uma densidade relativa idêntica (Brandes (2010) citado por van't Hoff & van der Kolff (2012)). Esta observação decorre do facto das partículas carbonatadas apresentarem uma angulosidade bastante pronunciada e que expone a significância deste parâmetro.

O ângulo de atrito de pico depende do estado inicial que a areia apresentar e da sua posição relativamente à LNC e à linha dos estados críticos (LEC). Tal como é possível verificar na Fig. 3.21, areias que se encontrem abaixo (ou à esquerda) da LEC apresentam um comportamento dilatante e o ângulo de atrito de pico será tanto maior quanto maior for a distância do estado inicial à LEC. Areias que se encontram acima (ou à direita) da LEC são contráteis, pelo que não apresentam qualquer ângulo de atrito de pico.

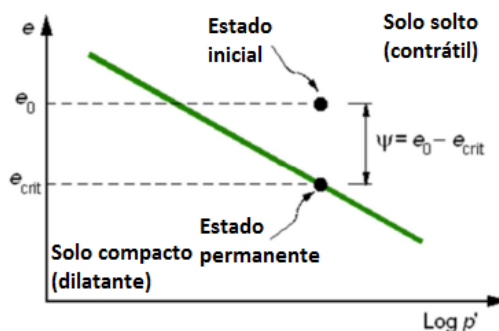


Fig. 3.21 – Linha dos estados críticos (adaptado de Viana da Fonseca, 2013)

É interessante perceber ainda que a densidade relativa por si só não é um parâmetro muito eficaz para descrever o comportamento mecânico da areia. Imagine-se duas amostras da mesma areia, com o mesmo índice de vazios (mesma densidade relativa), mas sujeitas a níveis de tensão distintos de tal forma que uma amostra encontra-se à esquerda da LEC e outra à direita. Apesar de ambas as amostras apresentarem

a mesma densidade relativa, irão apresentar diferentes comportamentos mecânicos, um dilatante e o outro contrátil.

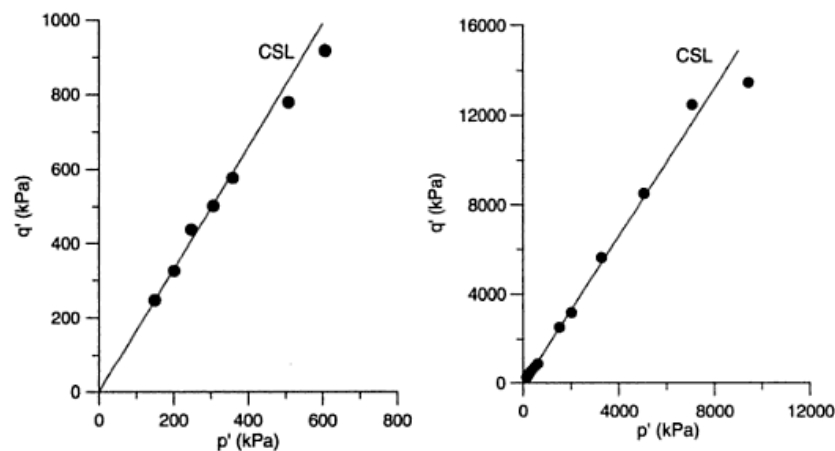


Fig. 3.22 – Estados críticos de uma dada amostra para níveis de tensão elevados (Coop, 1990 referenciado por Coop & Airey, 2003)

Através de ensaios triaxiais conduzidos por Coop (1990) (ver resultados na Fig. 3.22) concluiu-se que o ângulo de atrito de pico é crescente com o nível de tensão necessário para originar a rotura. Anteriormente, Golightly (1989), citado por van't Hoff & van der Kolff (2012), havia sugerido que pudesse existir um decréscimo deste parâmetro para níveis de tensão mais elevados.

Fluência

Fluência é o processo de deformação sob tensão constante resultante da quebra de ligações interparticulares e redistribuição de esforços. Coop & Airey (2003) surgiram um rácio entre o coeficiente de consolidação secundária, C_{α} , e o índice de compressibilidade, C_c , de 0.013 para areias carbonatadas, quando situadas na LNC. Este valor corresponde sensivelmente a valores para outras areias de diferentes composições mineralógicas. Contudo, como para o mesmo nível de tensão, as areias carbonatadas situam-se mais próximas da LNC do que, por exemplo, as areias de quartzo, é expectável que as primeiras apresentem maior fluência (van't Hoff & van der Kolff, 2012).

Caso as deformações do aterro por fluência sejam significativas, terão de ser levadas a cabo ações, sejam de compactação, sejam de pré-carga, para as minimizar. Através destas ações procura-se aumentar a tensão de cedência, baixando a posição deste ponto em relação à linha LNC. Coop & Airey (2003) verificaram que, para o mesmo índice de vazios, areias carbonatadas que tenham sofrido uma ação de compactação em relação a uma com pré-carga, a primeira exhibe maior fluência. Tal como já referido anteriormente, a adoção de pré-carga nestes casos torna-se inviável pelas cargas elevadíssimas que são exigidas para corresponder às necessidades.

O estudo da fluência em areias carbonatadas ainda é uma área por aprofundar, uma vez que existem poucas publicações sobre este assunto. Dada a importância deste processo no comportamento mecânico de um aterro, reforçado com o recente interesse pela construção destas estruturas em locais onde predominam este tipo de solos, justifica-se o aprofundar deste tema.

Suscetibilidade à liquefação

Coop & Airey (2003) e Olgun *[et al.]* (2009) verificaram, através da realização de ensaios triaxiais cíclicos, que a partir de um dado nível de tensão e densidade relativa as areias carbonatadas apresentavam menor suscetibilidade à liquefação do que as areias de quartzo. Em parte isto deve-se aos elevados ângulos de atrito de pico registados para areias carbonatadas densas. Olgun *[et al.]* (2009) compararam a resistência ao desenvolvimento de liquefação, CSR, com o número de ciclos para duas areias distintas: uma carbonatada e outra de quartzo. Na Fig. 3.23 apresentam-se os resultados desses ensaios.

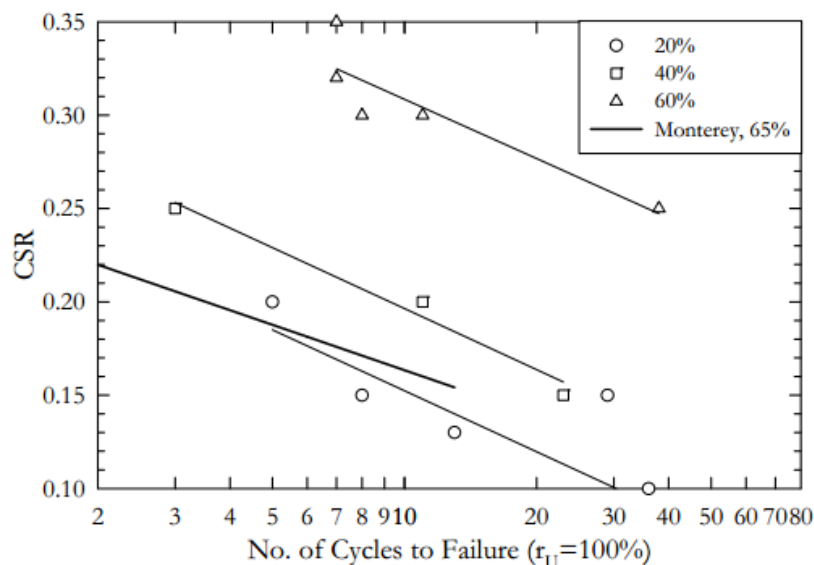


Fig. 3.23 – Comparação entre os valores de CSR e o número de ciclos necessários para desencadear liquefação num solo em areias diferentes (Olgun *[et al.]*, 2009 referenciado por van't Hoff & van der Kolff, 2012)

Através dos resultados apresentados é possível constatar a suscetibilidade decrescente (maior número de ciclos necessários) com o aumento da densidade relativa das areias carbonatadas, contraposto com a suscetibilidade de uma areia de quartzo (Monterey). O estudo, em laboratório, deste parâmetro deve ser conduzido com bastante cuidado. Para que os resultados dos ensaios sejam profícuos, deve ser ensaiada uma amostra de solo que apresente as mesmas características do que quando colocado no aterro. Isto implica não só questões de granulometria como de densidade. À semelhança do que já foi dito anteriormente, a degradação que o solo sofre desde que é dragado até que é colocado para a construção do aterro é expressiva. Desta forma impõe-se que à amostra que é retirada do local de empréstimo, em laboratório, sejam acrescentados (ou retirados) finos para aproximar a amostra a ensaiar da realidade.

Uso enquanto material para aterro

Degradação do solo

Já foi apresentada a evidência de que as areias carbonatadas, por força das características das partículas que as constituem, degradam-se ao longo do processo de construção do aterro hidráulico. Esta degradação resulta num aumento da percentagem de finos, ou seja, a areia que é utilizada no momento da colocação no aterro é completamente diferente daquela que foi inicialmente ensaiada e analisada,

antes da operação de construção ter iniciado. A degradação dá-se sobretudo durante a dragagem e o transporte: numa primeira instância devido aos níveis de tensão elevadíssimos que são impostos pelos equipamentos para a dragagem do material e, depois, pela ação de bombagem do solo e da abrasividade das paredes das tubagens utilizadas Ngan-Tillard *[et al.]*, 2009 tentaram quantificar a degradação que as areias carbonatadas experimentam durante o transporte em termos de granulometria.

Ensaios “in situ”

Com base na experiência de ensaios SPT e CPT em areias carbonatadas é possível afirmar que estas possuem uma resistência inferior às areias de quartzo, para a mesma densidade relativa e profundidade. Como, em ambos os ensaios, a tensão que é aplicada no solo é superior à tensão de cedência, parte dos sedimentos são esmagados, resultando assim os valores de resistência mais baixos.

Como foi visto anteriormente a densidade relativa não é um parâmetro muito útil na definição do comportamento do solo, uma vez que não tem em consideração os efeitos da variação volumétrica. Contudo é um parâmetro de controlo de excelência das especificações de projeto e facilmente determinável através de correlações com a resistência de ponta ou o número de pancadas. A aplicabilidade destas correlações é limitada, uma vez que, na sua maioria, são determinadas em câmaras de calibração com areias de quartzo. No entanto, é importante referir que estas formulações, para areias de quartzo, podem ser utilizadas para areias carbonatadas, precisando apenas que lhes seja aplicado um fator de correção. No ponto 4.1.2.2. apresentam-se alguns desses fatores corretivos e que são função dos diferentes tipos de areias que foram utilizadas durante a determinação das correlações. Uma vez que são de aplicação universal (a qualquer formulação desde que preencha os requisitos) e o fator ainda varia em intervalos relativamente largos a aplicação desta metodologia não é aconselhável. Posto isto, alguns autores vão, assim, propondo correlações para areias carbonatadas como Elkateb & Ali (2010). Estes autores propuseram uma correlação a partir de areias carbonatadas do golfo pérsico, adaptada de formulações clássicas. Noutros casos, onde a importância de aferir com um elevado grau de confiança a densidade relativa, poderá ser determinada uma correlação otimizada para o tipo de areia de que se dispõe numa situação concreta.

O processo de determinação das correlações para a densidade relativa é semelhante para outros parâmetros como o ângulo de atrito, deformabilidade, suscetibilidade à liquefação, entre outros.

Compactação

A partir da experiência da realização de processos compactação em areias carbonatadas conclui-se que estes processos não conduzem apenas ao rearranjo das partículas, mas também ao seu esmagamento. As partículas que experimentam este fenómeno não só absorvem parte da energia que é transmitida ao terreno como também dificultam o rearranjo devido às suas formas irregulares (van't Hoff & van der Kolff, 2012). Ou seja, nestas condições e para a mesma densidade relativa inicial, as areias carbonatadas apresentam uma área de influência de tratamento significativamente inferior às areias de quartzo.

3.5.9. PÓS-TRATAMENTO

Após terem sido concluídos os trabalhos de tratamento por vibroflutuação é necessário proceder à compactação superficial do solo. É sabido que o equipamento que opera durante o tratamento necessita de um determinado confinamento lateral para executar os trabalhos. Ora, nas camadas superficiais esse nível de confinamento não existe, pelo que, normalmente, se dá uma descompactação do solo. Desta forma, para manter um horizonte relativamente homogêneo em termos de comportamento mecânico, deformabilidade e permeabilidade, procede-se a uma campanha de compactação superficial. Para este efeito podem ser adotadas qualquer uma das técnicas de compactação superficial, com maior relevância para aquelas que foram apresentadas no ponto 3.2..

4

METODOLOGIAS DE RECONHECIMENTO

4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Antes de se iniciar a construção de qualquer obra de engenharia civil e, em particular, a construção de aterros hidráulicos, há que proceder-se a uma campanha de reconhecimento do estado do aterro antes e depois do melhoramento de solos. Essa campanha envolve, normalmente, uma prospeção geofísica e uma prospeção mecânica.

A prospeção geofísica abrange os métodos sísmicos, que induzem ondas elásticas ao terreno, e os métodos eletromagnéticos, que induzem no terreno corrente elétrica ou ondas eletromagnéticas. A aplicação destes métodos permite caracterizar os vários estratos que constituem o horizonte em análise para as mais diversas aplicações. Normalmente, a prospeção geofísica é precedida da prospeção mecânica. Contudo, com a evolução tecnológica verificada nos últimos anos, tanto nos sistemas de medição, tratamento e interpretação de dados e equipamentos utilizados, a prospeção mecânica é facilmente integrada nos métodos geofísicos, pelo que ambas as prospeções podem decorrer simultaneamente.

A prospeção mecânica abrange os poços e valas ou trincheiras, sondagens de furação e penetração. Os primeiros são particularmente úteis para inspecionar visualmente o terreno e recolha de amostras, para, posteriormente, serem analisadas em laboratório. As sondagens de furação podem ser por percussão ou por rotação. As sondagens por percussão apresentam como principais vantagens a sua simplicidade e adaptabilidade às várias situações, enquanto os elevados recursos humanos e tempo necessário para a sua execução surgem como as principais desvantagens. No que diz respeito às sondagens por rotação, apresentam como grandes vantagens a sua aplicabilidade em situações em que as sondagens por percussão possuem rendimentos muito baixos (solos com levada compactada) e a capacidade de obter uma amostra remexida contínua. Contudo, a qualidade da amostra obtida está dependente de inúmeras variáveis (solo atravessado, tipo de tubo, velocidade de rotação, débito de água, entre outros). As sondagens por penetração podem ser por percussão ou contínuas. Estas sondagens não permitem a recolha de amostras, uma vez que não necessitam de extrair o solo para procederem ao seu estudo (Matos Fernandes, 2011).

O reconhecimento geotécnico, no âmbito de um projeto, seja ele de grandes ou pequenas dimensões, nunca deve ser encarado como um custo, mas antes como um investimento. Uma boa prospeção geotécnica irá sempre conduzir a melhores soluções. No caso da construção de aterros hidráulicos, a

pertinência destas campanhas é superior e explica-se, seguidamente, a aplicação das principais metodologias a este tipo de obras.

4.2. ENSAIOS LABORATORIAIS

Uma vez recolhidas as amostras através de poços e valas ou trincheiras ou de sondagens, estas são conduzidas para laboratório para serem analisadas. Aí, é possível conhecer um vasto conjunto de características do solo que permitem definir o seu comportamento. Desde logo, a composição granulométrica, índice de vazios natural máximo e mínimo, no caso de solos de origem arenosa.

4.2.1. COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA

A composição granulométrica é determinada com base na peneiração do solo e o processo da sua determinação encontra-se normalizado segundo a norma EN ISO 17892-4:2013. O solo é peneirado consequentemente em peneiros de malha cada vez mais reduzida e é registado o peso de solo que fica retido em cada um. Se se tratar de um solo cujas partículas sejam bastante finas, recorre-se ao método de sedimentação em vez de peneiração. No fim da peneiração, a composição granulométrica é representada sob a forma de um gráfico, como se pode observar na Fig. 4.1. O eixo horizontal de cima e de baixo representam a dimensão da malha dos peneiros e a dimensão das partículas, respetivamente. O eixo vertical representa a percentagem de passados em cada um dos peneiros.

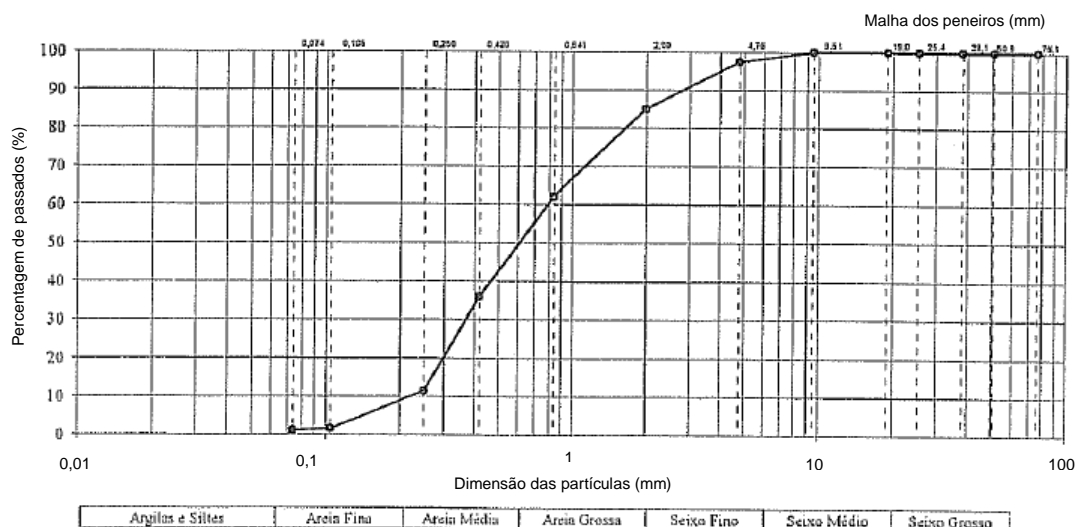


Fig. 4.1 – Representação do gráfico da curva granulométrica de uma areia da Ria de Aveiro (informação cedida por Teixeira Duarte – Engenharia e Construções, S.A.)

Da composição granulométrica determinada, é possível determinar algumas grandezas que fornecem informações úteis sobre o solo: o coeficiente de uniformidade (C_U) e o coeficiente de curvatura (C_C).

O coeficiente de uniformidade permite conhecer a variação da granulometria do solo e é dado pela seguinte equação:

$$C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (4.1)$$

onde,

D_{10} – diâmetro das partículas correspondentes a 10% de passados [mm]

D_{60} – diâmetro das partículas correspondentes a 60% de passados [mm]

A variação de granulometria do solo é tanto maior quanto maior for o valor de C_U e vice-versa. Quando o valor deste coeficiente tender para a unidade, o solo será uniforme.

O coeficiente de curvatura permite conhecer a forma da curva granulométrica compreendida entre os diâmetros D_{10} e D_{60} e é dado pela seguinte equação:

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} \quad (4.2)$$

onde,

D_{10} – diâmetro das partículas correspondentes a 10% de passados [mm]

D_{30} – diâmetro das partículas correspondentes a 30% de passados [mm]

D_{60} – diâmetro das partículas correspondentes a 60% de passados [mm]

Quando o coeficiente de uniformidade for superior a 6 e o de curvatura se situar dentro do intervalo de 1 a 3 diz-se que o solo é bem graduado. Valores fora deste intervalo indicam que o solo é mal graduado ou pelo menos não tão bem graduado.

4.2.2. ÍNDICE DE VAZIOS (MÍNIMO E MÁXIMO)

O índice de vazios é uma das grandezas básicas para a definição do estado físico do solo. Por definição, esta grandeza é dada pelo quociente entre o volume de vazios e o volume de sólidos:

$$e = \frac{V_V}{V_S} \quad (4.3)$$

onde,

V_V – volume de vazios [m^3]

V_S – volume das partículas sólidas [m^3]

No entanto, todas as outras grandezas básicas como a porosidade, grau de saturação, teor em água, peso volúmico, etc, são relacionáveis com o índice de vazios e entre si.

Olhando apenas para os solos arenosos, dadas as dimensões das partículas, estas podem arranjar-se de variadíssimas maneiras. Desta forma, o índice de vazios varia, mas dentro de determinados limites ($e_{\text{máx}}$ e $e_{\text{mín}}$). Uma vez que esta variação está intimamente relacionada com a composição granulométrica, a amplitude $e_{\text{máx}} - e_{\text{mín}}$ é tanto maior quanto melhor graduado o solo for.

O índice de vazios máximo é determinado com base numa amostra de solo seca que é colocada dentro de um molde, do qual são conhecidos o peso vazio e a capacidade (volume). O vazamento da amostra de solo para o molde dá-se lenta e uniformemente através de um dispositivo de modo a tornar a altura de queda das partículas tão pequena quanto possível. Pesando o conjunto do “molde + solo” e subtraindo-lhe o peso do molde vazio, o peso do solo dentro do molde é conhecido. Realizando o quociente entre o peso do solo e a capacidade do molde, determina-se o peso volúmico seco mínimo do solo. Da equação 4.4 conhece-se o índice de vazios máximo.

$$e_{\text{máx}} = \frac{\gamma_s - \gamma_{d,\text{mín}}}{\gamma_{d,\text{mín}}} \quad (4.4)$$

onde,

γ_s – peso volúmico das partículas sólidas [kN/m^3]

$\gamma_{d,\text{mín}}$ – peso volúmico seco mínimo [kN/m^3]

O índice de vazios mínimo é determinado num processo semelhante ao do índice de vazios máximo. Após o solo ser colocado no molde, é sujeito à aplicação de uma sobrecarga e de uma ação vibratória. A determinação do peso volúmico seco máximo é igual à do peso volúmico seco mínimo e o índice de vazios mínimo dado pela equação 4.5.

$$e_{\text{mín}} = \frac{\gamma_s - \gamma_{d,\text{máx}}}{\gamma_{d,\text{máx}}} \quad (4.5)$$

onde,

γ_s – peso volúmico das partículas sólidas [kN/m^3]

$\gamma_{d,m\acute{a}x}$ – peso volúmico seco máximo [kN/m^3]

O processo de determinação do índice de vazios máximo e mínimo encontra-se normalizado segundo a norma ASTM D4254 (2006).

Na Fig. 4.2 apresenta-se uma relação entre misturas de areia com silte e a porosidade mínima e máxima que resultam dessas mesmas misturas. É sabido que a existência de finos num solo granular é valiosa para preencher vazios que não podem ser preenchidos de outra forma. A mistura otimizada (identificada pela linha vertical preta mais larga), ou seja, a mais heterogénea, que confere uma granulometria mais extensa, origina valores da porosidade mínima e máxima mais baixos. Contudo, existe um intervalo, relativamente apertado, fora do qual a percentagem de finos começa a produzir o efeito contrário. A partir do momento em que se perde a heterogenia “ótima” do solo e passa-se a um solo monogranular, seja fino ou arenoso, os valores mínimos e máximos da porosidade aumentam. A questão da menor ou maior percentagem de finos não se resume apenas à menor ou maior porosidade que pode conferir ao solo, também influencia o processo de tratamento de solos. A linha vertical preta menos larga assinala a percentagem de finos (aproximadamente 15%) a partir da qual a maior parte dos processos de tratamento de solos destinados a solos granulares não tem aplicabilidade ou perde eficiência.

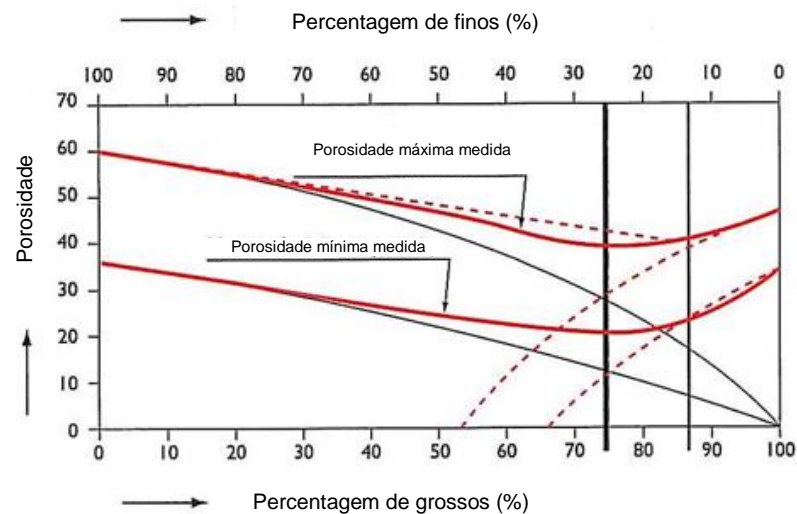


Fig. 4.2 – Porosidade mínima e máxima em função das misturas de areia com silte (adaptado de van't Hoff & van der Kolff, 2012)

4.2.3. DENSIDADE RELATIVA (OU ÍNDICE DE COMPACIDADE)

A densidade relativa, D_R , é um parâmetro de relaciona o índice de vazios de natural (índice de vazios que um solo apresenta *in situ*) com a diferença entre o índice de vazios máximo e mínimo e é dado pela equação 4.6.

$$D_R = \frac{e_{máx} - e}{e_{máx} - e_{mín}} \times 100 = \frac{\gamma_d - \gamma_{d,mín}}{\gamma_{d,máx} - \gamma_{d,mín}} \times \frac{\gamma_{d,máx}}{\gamma_d} \quad (4.6)$$

onde,

e – índice de vazios natural [adimensional]

$e_{máx}$ – índice de vazios máximo [adimensional]

$e_{mín}$ – índice de vazios mínimo [adimensional]

Este parâmetro define se um dado solo está mais ou menos suscetível de experimentar grandes deformações volumétricas quando sujeito a um carregamento, seja estático ou dinâmico. Quanto maior for o valor da densidade relativa, menores serão essas deformações e vice-versa. Da mesma forma que a compacidade permite estabelecer relação com a deformação, também permite estabelecer relação com outros parâmetros mecânicos. A classificação da compacidade dos solos granulares é a seguinte:

Tabela 4 – Classificação dos solos granulares quanto à compacidade

D_R	Solo
0 a 20	Muito solto
20 a 40	Solto
40 a 60	Medianamente compacta
60 a 80	Compacta
80 a 100	Muito compacta

Em situações em que um solo granular for objeto para a construção de um aterro ou alvo de um processo de tratamento e, portanto, compactado, a compacidade deve ser encarada como um parâmetro de controlo antes e depois da compactação.

4.3. ENSAIOS *IN SITU*

4.3.1. ENSAIO SPT

O ensaio SPT (*Standard Penetration Test*) é um dos ensaios mais antigos e utilizados. Este ensaio consiste na cravação de uma ponteira no fundo de um furo de sondagem, realizado previamente, com recurso a um martelo que é lançado de uma dada altura. A ponteira possui uma configuração que permite facilitar a penetração do equipamento no terreno e, sobrejacente à ponteira, encontra-se um amostrador que permite a recolha de amostras remexidas do solo (ver Fig. 4.3 e Fig. 4.4).



Fig. 4.3 – Ensaio SPT (foto de Carlos Rodrigues, à data)

A cravação do equipamento no terreno contempla duas fases distintas: a primeira consiste na penetração de 15cm de solo que não são contabilizados para o número de pancadas final, apenas servindo para atravessar o terreno perturbado pela execução do furo; a segunda consiste na penetração de 30cm (15+15cm) e o número de pancadas registadas é o número de pancadas do ensaio, N . Caso sejam registadas 60 pancadas sem se verificar a penetração de 15cm na primeira fase ou 30cm na segunda fase, o ensaio é interrompido, medindo-se o comprimento da penetração até essa altura. Nestas condições diz-se que o ensaio levou “*nega*”.

Registado o número de pancadas, N , que se verificou em cada patamar, é necessário proceder-se à sua correção. Aspetos como a energia transmitida ao trem de varas e comprimento das mesmas, diâmetro do furo de sondagem ou a normalização do número de pancadas, no caso de solos arenosos, são os mais relevantes. Corrigido o número de pancadas com as correções referidas, obtém-se o número de pancadas normalizado, $(N_1)_{60}$.



Fig. 4.4 – Amostrador embebido no conjunto da ponteira e aberto em meia cana

Do solo que é recolhido pelo amostrador do equipamento, são considerados os últimos 30cm. Esta amostra remexida de solo é guardada para ser posteriormente examinada em laboratório. Uma vez que

se tratam de amostras remexidas, não é possível determinar a densidade relativa que o solo apresenta no momento do ensaio. Assim, sendo a densidade relativa o parâmetro através do qual se processa todo o processo de controlo de deposição de material na construção do aterro hidráulico ou da eficiência do tratamento de solo, quando necessário, é de toda a relevância que seja devidamente estimado. Para o efeito, é necessário recorrer a correlações. Diferentes autores, em diferentes alturas, propõem diferentes correlações, calibradas para diferentes solos. De seguida apresentam-se algumas correlações propostas por alguns desses autores.

Determinação da densidade relativa a partir do número de pancadas

Terzaghi & Peck (1948) sugeriram a seguinte correlação:

$$D_R(\%) = \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{60}} \quad (4.7)$$

onde,

$(N_1)_{60}$ – número de pancadas normalizado [adimensional]

Esta correlação foi calibrada para areias limpas.

O Eurocódigo 7 – Parte 2 (1997) adota a correlação sugerida por Terzaghi & Peck (1967) contudo, como se trata de uma formulação para areias limpas, é proposto um fator de correção para ter em conta a granulometria do solo ensaiado. O fator de correção é aplicado diretamente no número de pancadas normalizado e assume os valores apresentados na Tabela 5.

$$D_R(\%) = \sqrt{k \times \frac{(N_1)_{60}}{60}} \quad (4.8)$$

onde,

$(N_1)_{60}$ – número de pancadas normalizado [adimensional]

k – fator de correção em função da granulometria do solo [adimensional]

Tabela 5 – Fator de correção, k, em função da granulometria do solo

Granulometria	k
Fina	60/55
Média	60/60
Grossa	60/65

Skempton (1986) sugeriu a seguinte correlação:

$$D_R = \sqrt{\frac{N}{a + b \times \sigma'_V}} \quad (4.9)$$

onde,

N – número de pancadas [kPa]

σ'_V – tensão efetiva vertical [kPa]

A correlação apresentada foi calibrada para várias areias. Todas elas possuem características distintas umas das outras e os parâmetros “a” e “b” da equação 4.9, que variam em função de cada areia, procuram traduzir a melhor relação entre o número de pancadas do ensaio e a densidade relativa. No mesmo estudo, foi ainda analisado o efeito do grau de consolidação, dimensão das partículas e idade das diferentes areias no resultado final da correlação. Assim, foi ainda introduzido um fator de correção, C_{OC} , no produto $b \times \sigma'_V$ que permite considerar todos estes parâmetros.

A Fig. 4.5 mostra, graficamente, os resultados de outras propostas e testes de outros autores em relação à que foi proposta por Terzaghi & Peck (1948), esta última a traço contínuo. Todos os resultados que são apresentados são para areias limpas. Como se pode verificar, trata-se de uma proposta bastante próxima dos resultados obtidos experimentalmente, embora, geralmente, conservativa.

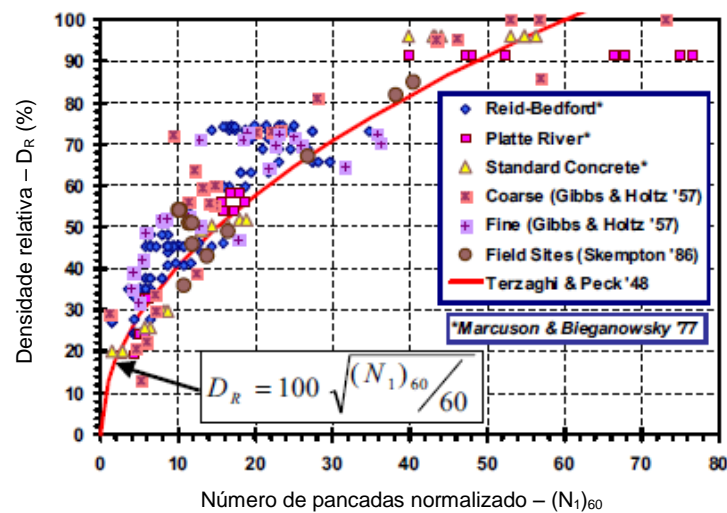


Fig. 4.5 – Relação entre a densidade relativa e o número de pancadas normalizado para areias limpas (adaptado de Mayne [et al.], 2001)

4.3.2. ENSAIO CPT

O ensaio CPT (*Cone Penetration Test*) é um dos ensaios *in situ* mais utilizados. Este ensaio consiste na penetração estática do equipamento no terreno, à medida que vão sendo recolhidos os dados. Trata-se de um ensaio totalmente automatizado, portanto de resultados reproduzíveis. Como a sua execução consiste na cravação contínua do equipamento, não permite recolha de amostras e tanto pode ser dotado de um piezómetro para medição da pressão da água, como de um leitor de ondas sísmicas distorcionais e de cisalhamento. Quando o equipamento é dotado destas condições é conhecido por CPTU ou por SCPT, respetivamente. Reunindo ambas designa-se por SCPTU. Este ensaio encontra-se normalizado segundo a norma ASTM D5778-07 (*Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soils*).



Fig. 4.6 – Ensaio CPT (foto de Carlos Rodrigues)

Durante a execução do ensaio são medidas as seguintes grandezas: resistência de ponta, q_c , resistência lateral, f_s , e pressão da água, u , no caso dos ensaios CPTU. Quando utilizado o piezocone, após o ensaio, é necessário proceder-se a uma correção dos valores da resistência de ponta. A resistência do solo não só se irá exercer na ponta cônica do equipamento, como também na coroa circular que lhe está

sobrejacente. Desta forma a resistência total do solo à penetração, q_t , é a soma da resistência de ponta, q_c , com a resultante de pressões da água na coroa.

A partir dos dados medidos, adotando uma metodologia própria, como a abordagem unificada proposta por Robertson, 2009, é possível obter o zonamento do maciço em profundidade à luz do comportamento mecânico expectável. Parâmetros como a capacidade de carga, deformabilidade, permeabilidade e risco de liquefação podem ser determinados através deste ensaio e desempenham um papel fundamental no projeto de aterros hidráulicos.

Tal como foi dito anteriormente, a densidade relativa não pode ser avaliada, com recurso a amostras não remexidas, em laboratório, obtidas através da execução dos furos de sondagem. Contudo, através dos ensaios CPT, sem qualquer recolha de material para análise posterior, é possível correlacionar a densidade relativa que o material apresenta *in situ* com os dados medidos. De seguida apresentam-se algumas das principais correlações propostas por alguns autores.

Determinação da densidade relativa a partir da resistência de ponta do cone

Jamiolkowski [*et al.*], 1985 sugeriram a seguinte correlação:

$$D_R (\%) = -98 + 66 \times \log \left(\frac{q_c}{\sqrt{\sigma'_V}} \right) \quad (4.10)$$

onde,

q_c – resistência de ponta [tf/m²]
 σ'_V – tensão efetiva vertical [tf/m²]

Esta correlação trata-se de um processo iterativo. O valor da densidade relativa necessita de ser corrigido, mediante a aplicação de um fator de correção k . A iteração deve-se ao facto do fator de correção depender da densidade relativa, que por sua vez depende de k . O fator de correção é aplicado à resistência de ponta, realizando o quociente entre o segundo pelo primeiro. A iteração termina assim que os valores da densidade relativa antes e depois da correção sejam convergentes.

$$k = 1 + \frac{0,2 \times (D_R - 30)}{60} \quad (4.11)$$

onde,

D_R – densidade relativa [adimensional]

A correlação apresentada foi calibrada tendo em conta as areias de Ticino, Ottawa, Edgar, Hukksund e Hilton Mine e é aplicável em areias normalmente consolidadas, não cimentadas, recentes, onde predominem os minerais de quartzo e a resistência de ponta medida corresponda totalmente à resistência drenada do solo.

Baldi [et al.], 1986 sugeriram a seguinte correlação:

$$D_R (\%) = \frac{1}{2,41} \times \ln \left(\frac{q_c}{157 \times \sigma'_V{}^{0,55}} \right) \quad (4.12)$$

onde,

q_c – resistência de ponta [kPa]
 σ'_V – tensão efetiva vertical [kPa]

A presente correlação foi calibrada para areias de Ticino, sobreconsolidadas e normalmente consolidadas. Os mesmos autores, para as mesmas condições, calibraram areias de Hukksund.

Jamiolkowski [et al.], 2001 sugeriram a seguinte correlação:

$$D_R (\%) = 100 \times \left[0,268 \times \ln \left(\frac{q_c / \sigma_{atm}}{\sqrt{\sigma'_V / \sigma_{atm}}} \right) - 0,675 \right] \quad (4.13)$$

onde,

q_c – resistência de ponta [kPa]
 σ'_V – tensão efetiva vertical [kPa]
 σ_{atm} – tensão atmosférica [kPa]

Na Fig. 4.7 apresenta-se uma comparação gráfica entre as três correlações acabadas de abordar. Dado que todas as correlações são função da resistência de ponta normalizada, foi admitido um valor para a tensão efetiva vertical de 100 kPa.

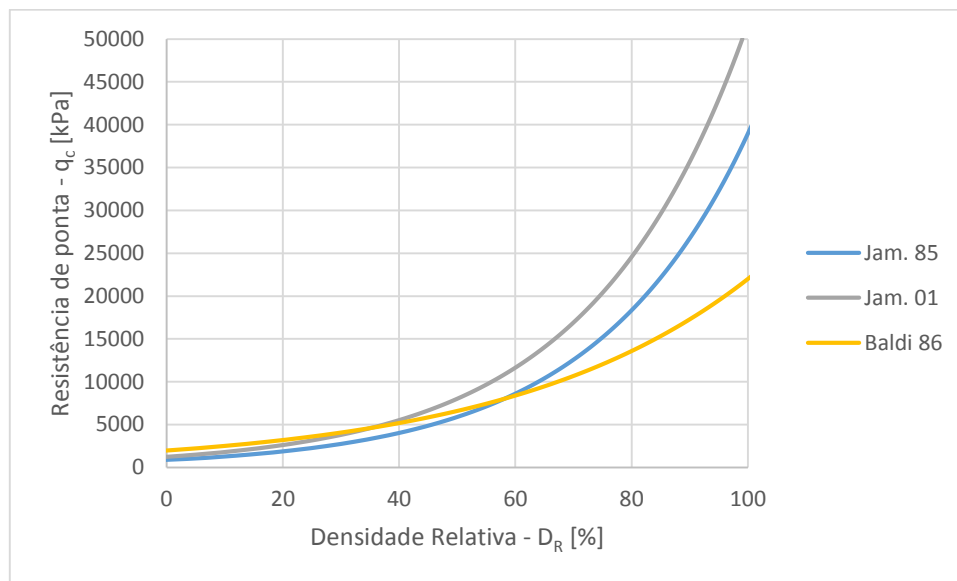


Fig. 4.7 – Comparação das três correlações apresentadas para a estimativa da densidade reativa

Apesar de todas as correlações apresentadas resultarem de uma aproximação exponencial e terem sido calibradas para solos com as mesmas características apresentam um desenvolvimento completamente distinto. A correlação proposta por Baldi *[et al.]*, 1986 é a que apresenta um desenvolvimento mais distinto das restantes: para valores mais baixos da resistência de ponta subestima a densidade relativa para depois a sobrestimar, para valores mais altos, em relação às outras propostas. No cômputo geral, para valores de resistência de ponta mais baixos, a maior diferença de densidade relativa entre as propostas apresentadas chega a ser de 20%. O mesmo volta a acontecer para valores de resistência de ponta mais elevados. De notar ainda que a correlação de Baldi *[et al.]*, 1986 estima um valor próximo de 100% para um valor de resistência de ponta duas vezes inferior à correlação sugerida por Jamiolkowski *[et al.]*, 2001.

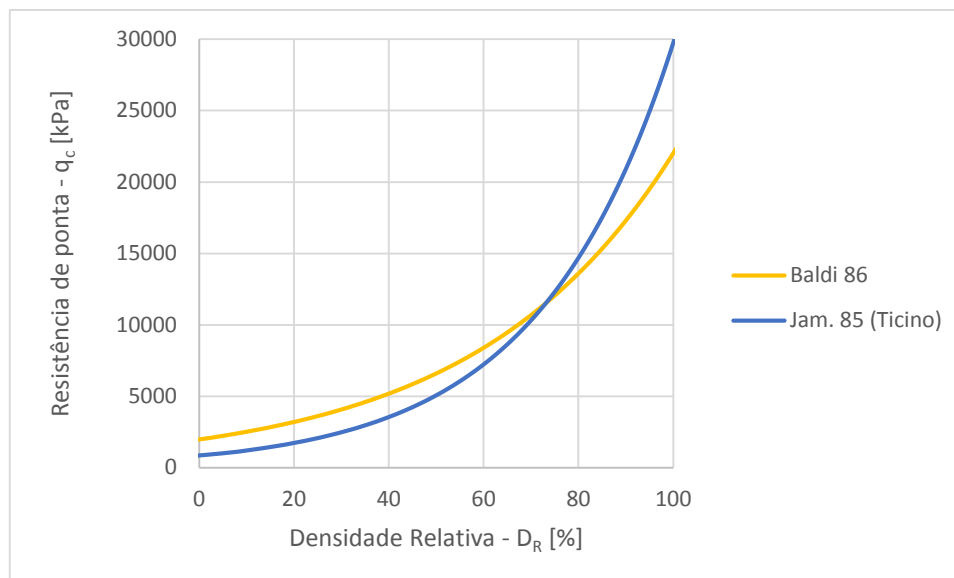


Fig. 4.8 – Comparação das duas correlações de Jamiolkowski *et al.* (1985) e Baldi *et al.* (1986) calibradas para areias de Ticino

Utilizando a correlação que Jamiolkowski *[et al.]*, 1985 sugeriram com base, apenas, em areias de Ticino e, comparando com a correlação de Baldi *[et al.]*, 1986, verifica-se que apesar de ser mais convergente, continua a ser bastante distinta. Para valores de densidade relativa entre os 60 e 80%, ambas as correlações são muito próximas, mas fora desse intervalo não são.

Sobre estas e outras correlações para a estimativa da densidade relativa, através de ensaios CPT, propostas por outros autores, o manual “*Hydraulic Fill Manual – For dredging and reclamation works*”, Jan van’t Hoff & Art Nooy van der Kolff, 2012, sugere um conjunto de correções adicionais que devem ser consideradas, quando a sua aplicabilidade assim se justifique. Neste manual são sugeridas correções para areias compressíveis, areias calcárias e carbonatadas, areias saturadas, areias com finos. Apresentam-se seguidamente as correções.

Correção para areias carbonatadas

No seguimento da correção acabada de apresentar, um exemplo particular de areias bastante compressíveis são as areias carbonatadas. A compressibilidade é resultado do esmagamento de conchas e outros semelhantes e que dão origem a uma variação de volume muito significativa. O efeito de esmagamento pode não ser problemático enquanto o solo for utilizado como material para execução dos aterros, mas pode sê-lo durante a execução de ensaios, como é o caso do CPT, uma vez que os níveis de tensão instalados na primeira situação são, à partida, menores do que na segunda. Assim, vários autores ao longo do tempo foram sugerindo diversos fatores de correção para serem aplicados na resistência de ponta para vários tipos de solos carbonatados. Os fatores de correção são apresentados de seguida:

Tabela 6 – Fatores de correção para areias carbonatadas (adaptado de van't Hoff & van der Kolff, 2012)

Autor	Descrição	Fator de correção
Vesic, 1965	Comparação entre areias de quarto/areias de quartzo com 10% de conchas	2,3
Belloti & Jamiolkowski, 1991 Almeida et al. 1992	Comparação entre areias carbonatadas de Quiou/areias de Ticino	1,3 a 2,2
Van Impe et al., 2001	Comparação entre areias carbonatadas de Quiou/areias de Mol (adaptado de Belloti et al. 1991)	2 a 4,8
Van Impe et al., 2001	Comparação entre areias carbonatadas de Dogs Bay/areias de Mol (adaptado de Yasufuku et al. 1995)	3,4 a 9,9
Gudehus & Cudmani, 2004 Wehr, 2005	Comparação entre areias do Dubai/areias de quartzo (depois de removidos fragmentos grandes de conchas)	1,36 a 1,82

Os autores do livro dizem que a melhor forma de encontrar uma boa correlação para qualquer solo, especialmente para areias carbonatadas, é através do estudo do solo numa câmara de calibração. Contudo, o tempo e o custo que um estudo destes implica, inviabiliza a sua execução e o resultado final pode não ser realista dada a variabilidade associada a estes solos. Caso o estudo do solo numa câmara de calibração não seja uma opção e se existirem dúvidas quanto à correlação e fatores de correção a usar, é recomendável não usar ensaios CPT como metodologia de reconhecimento geotécnico e adotar outros ensaios como os ensaios de placa.

Correção para areias saturadas

Uma vez que a maior parte das correlações foram determinadas para areias secas, estas conduzem a uma subestimação do valor da densidade relativa. Jamiolkowski *et al.* (2001) sugere a seguinte correção, aplicável a qualquer correlação que tenha sido determinada através de areias secas:

$$\frac{D_R(saturada) - D_R(seca)}{D_R(seca)} \times 100 = -1,87 + 2,32 \times \ln \left(\frac{q_c}{(\sigma'_V \times \sigma_{atm})^{0,5}} \right) \quad (4.14)$$

onde,

q_c – resistência de ponta [kPa]
 σ'_V – tensão efetiva vertical [kPa]
 σ_{atm} – tensão atmosférica [kPa]

Correção para areias com finos

As correções para areias com finos baseiam-se nos estudos do risco de liquefação conduzidos por Lunne *et al.* (1997), como se apresenta na figura que se segue:

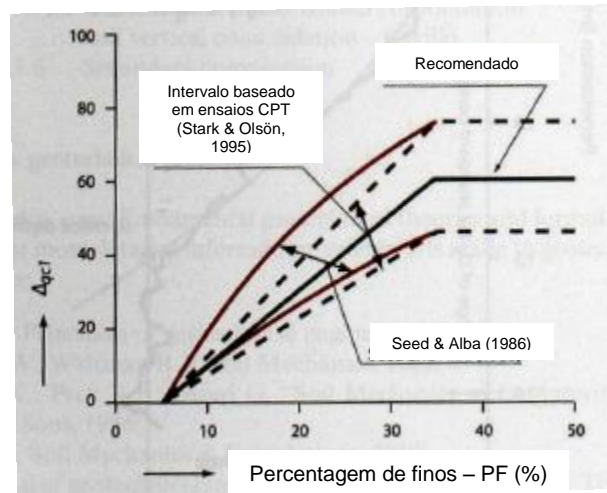


Fig. 4.9 – Correção para areias com finos (adaptado de Lunne *et al.*, 1997 referenciado por van't Hoff & van der Kolff, 2012)

Em função da percentagem de finos que se verificar no solo, a resistência de ponta normalizada deverá de ser acrescida de um Δq_c , tal como mostra a Fig. 4.9. Perante a incerteza associada a estas abordagens, traduzidas pelas duas envolventes a vermelho, os autores do livro recomendam a utilização de uma abordagem intermédia. Desta forma, areias que apresentem uma percentagem de finos inferior a 5% não necessitam de ser corrigidas; areias que apresentem uma percentagem de finos entre 5 e 15% devem de ser corrigidas com os valores apresentados; areias que apresentem uma percentagem de finos superior a 15% não devem utilizadas.

Determinação da densidade relativa a partir teoria dos estados críticos

Quer se trate de ensaios SPT ou CPT para estimar a densidade relativa, a correlação a utilizar, bem como as correções adicionais devem ser devidamente equacionadas. Como foi mostrado, correlações formuladas por diferentes autores para solos nas mesmas condições apresentam valores distintos. A densidade relativa é um parâmetro que varia em função da percentagem de finos, forma e tamanho do grão, desenvolvimento da curva granulométrica, estado de tensão, mineralogia, compressibilidade, esmagamento, cimentação, idade, grau de sobreconsolidação, pelo que o seu valor, a partir da sua formulação clássica, é bastante difícil de determinar a partir dos resultados medidos nestes ensaios. De tal forma que a utilização da densidade relativa como parâmetro de reconhecimento geotécnico inicial e final vem sendo posto em causa. Assim, pretendendo-se obter resultados o mais verosímeis possível, a base de formulação da correlação a usar deve ser aquela que mais se assemelhe à situação em causa. Este cuidado permite aproximar a estimativa da realidade. Contudo, dispor de um espectro de informação tão alargado como aquele que é exigido, torna-se inviável atendendo ao tempo e custos que implicam. Cabe, assim, à entidade responsável pelo tratamento de dados dos ensaios decidir qual a correlação e as

correções que melhor se adequam em cada circunstância, em função das informações disponíveis acerca do solo.

No entanto, a partir da abordagem unificada proposta por Robertson (2009) é possível determinar a densidade relativa do solo, integrando todas as variáveis explicitadas anteriormente e que tanto influenciam o seu valor final. As relações utilizadas nesta abordagem têm um caráter semiempírico, fundamentadas na teoria dos estados críticos, que as torna particularmente interessantes por terem bases conceptuais que se estruturam sobre os principais fatores que condicionam o comportamento dos solos: granulometria, plasticidade e estado (densidade relativa, idade) (Viana da Fonseca, 2013).

À luz da teoria dos estados críticos, os solos podem ser caracterizados pelo ângulo de atrito, índice de compressão e de recompressão e parâmetro de estado. Este último é particularmente útil e consiste na diferença entre o índice de vazios no estado inicial e o índice de vazios no estado crítico (ver Fig. 4.10):

$$\Psi = e_0 - e_c \quad (4.15)$$

onde,

e_0 – índice de vazios inicial [adimensional]

e_c – índice de vazios no estado crítico [adimensional]

Caso o valor do parâmetro de estado seja negativo estamos na presença de um solo compacto (areias e argilas médias a fortemente consolidadas), ou seja, com um comportamento dilatante. Por outro lado, se o valor for positivo trata-se de um solo solto (areias e argilas normalmente consolidadas), ou seja, com um comportamento contrátil.

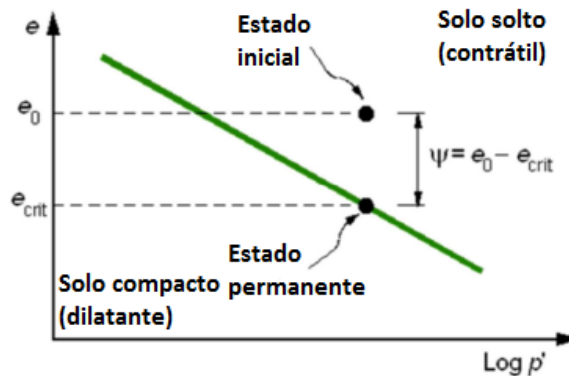


Fig. 4.10 – Representação gráfica do parâmetro de estado à luz da teoria dos estados críticos (adaptado de Viana da Fonseca, 2013)

Robertson & Wride, 1998, com base na classificação de solos em função da resistência de ponta normalizada, Q_m , e da razão de fricção normalizada, F_R , sugeriram uma organização dos diferentes solos em quatro grupos. Na Fig. 4.11, estão representados os quatro grupos e correspondem a solos com comportamento: drenado e dilatante (A_1), drenado e contrátil (A_2), não drenado e dilatante (A_3) e não drenado e contrátil (A_4). Ao longo do tempo esta organização foi sofrendo evoluções até que Robertson (2010) sugeriu a que se apresenta na Fig. 4.12 (à esquerda). Estas novas linhas de contorno são suportados pela teoria dos estados críticos e foram primeiramente desenvolvidas em ensaios laboratoriais e depois validadas com amostras de solos de alta qualidade (Robertson, 2010b). Por outro lado, também as linhas de contorno da resistência de ponta normalizada são suportadas por um vasto número de casos.



Fig. 4.11 – Organização em grupos de comportamento (adaptado de Robertson & Wride (1998) adaptado por Viana da Fonseca (2013))

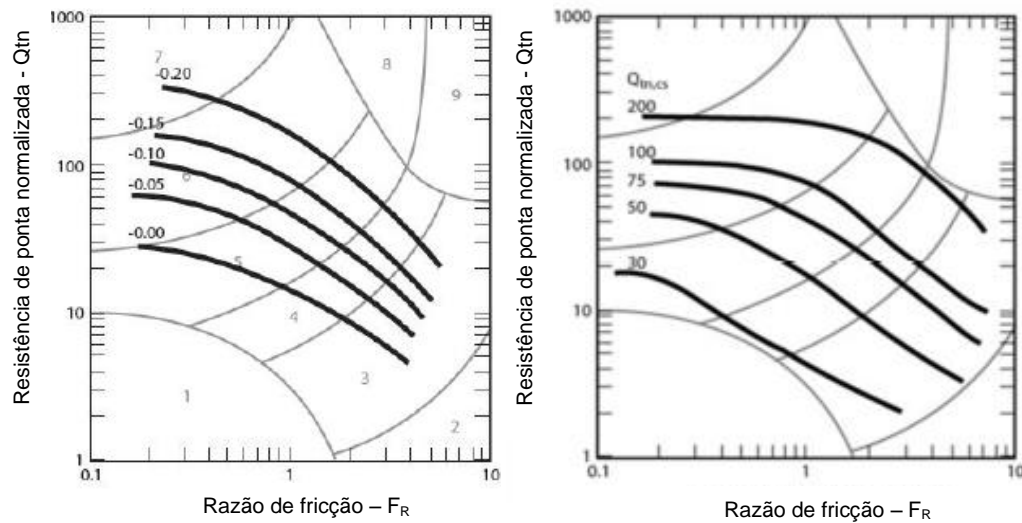


Fig. 4.12 – Linhas de fronteira para o mesmo parâmetro de estado (adaptado de Robertson, 2009 e 2010) (à esquerda); Linhas de fronteira para a mesma resistência de ponta normalizada para areias limpas (adaptado de Robertson, 2009 e 2010) (à direita)

Robertson, 2010a introduziu a resistência de ponta normalizada equivalente, $Q_{m,cs}$, para areias limpas por forma a ajustar a resistência do cone medida em areias siltosas ou com finos à resistência de areias limpas equivalentes (Viana da Fonseca, 2013). Da Fig. 4.12 verifica-se uma grande convergência (sobreposição) das linhas de fronteira do parâmetro de estado com as da resistência de ponta normalizada equivalente, pelo que estes parâmetros são correlacionáveis entre si, como mostra a equação 4.16.

Dadas as dimensões das partículas e o modo como elas se arrumam no solo, as forças que são aplicadas ao terreno não só têm que vencer as resistências friccionais como também desfazer o imbricamento que as partículas experimentam umas nas outras. O imbricamento será tanto maior quanto maior for a densidade relativa que o solo apresentar.

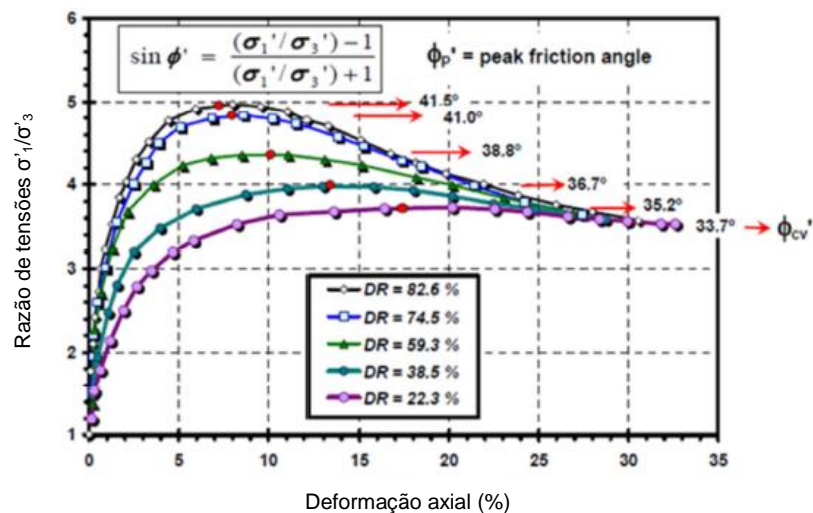


Fig. 4.13 – Resultados de ensaios para o mesmo solo com diferentes densidades relativas (adaptado de Koerner (1970) referenciado por Viana da Fonseca (2013))

Como se pode verificar na Fig. 4.13, à medida que o solo vai-se encontrando mais compacto (maior densidade relativa), maior é o ângulo de atrito verificado no momento em que as forças, aplicadas no solo, vencem as forças friccionais e o imbricamento das partículas. Estabelecendo uma comparação entre a Fig. 4.10 e a Fig. 4.13, à medida que o carregamento vai aumentando, qualquer que seja densidade que o solo apresenta, a situação inicial definida pela teoria dos estados críticos tende a aproximar-se da linha dos estados críticos. O patamar para o qual as amostras de diferentes densidades relativas tendem corresponde ao estado permanente, ao momento em que a linha dos estados críticos é atingida.

Conhecida a resistência de ponta normalizada equivalente para areias limpas, $Q_{m,cs}$, é possível estimar o parâmetro de estado que é dado em função da relação proposta por Robertson (2010):

$$\Psi = 0,485 - 0,314 \times \log Q_{tn,cs} \quad (4.16)$$

onde,

$Q_{tn,cs}$ – resistência de ponta normalizada equivalente para areias limpas [kPa]

Jefferies & Been (2006) referenciados por Viana da Fonseca (2013) mostraram, para um vasto conjunto de areias, a relação que existe entre o parâmetro de estado e o ângulo de atrito de pico:

$$\phi'_{pico} - \phi'_{cv} = 48 \times \Psi \quad (4.17)$$

onde,

ϕ'_{pico} – ângulo de atrito de pico [°]

ϕ'_{cv} – ângulo de atrito crítico [°]

Ψ – parâmetro de estado [adimensional]

Ora, Bolton, 1986 através de ensaios em laboratório com areias conseguiu correlacionar o ângulo de atrito de pico com a dilatância, que por sua vez é correlacionável com o índice de rigidez. Contudo, estas correlações são apenas válidas para valores do índice de rigidez compreendidos entre 0 e 4.

para deformações planas

$$\phi'_{pico} - \phi'_{cv} = 0,8 \times \Psi = 5 \times I_R \quad (4.18)$$

e para condições axissimétricas

$$\phi'_{pico} - \phi'_{cv} = \Psi = 3 \times I_R \quad (4.19)$$

onde,

ϕ'_{pico} – ângulo de atrito de pico [°]
 ϕ'_{cv} – ângulo de atrito crítico [°]
 Ψ – dilatância [adimensional]
 I_R – índice de rigidez [adimensional]

Atendendo a que o tratamento por vibroflutuação se desenvolve em condições axissimétricas, relacionando as equações 4.17 e 4.19 obtém-se a seguinte:

$$3 \times I_R = 48 \times \Psi \quad (4.20)$$

onde,

I_R – índice de rigidez [adimensional]
 Ψ – parâmetro de estado [adimensional]

Bolton (1986) mostrou ainda uma relação entre o índice de rigidez e a densidade relativa:

$$I_R = D_R \times (Q - \ln p') - R \quad (4.21)$$

onde,

I_R – índice de rigidez [adimensional]
 D_R – densidade relativa [adimensional]
 p' – tensão média efetiva [kPa]

Segundo Bolton, 1986, Q e R assumem os valores de 10 e 1, respetivamente. O autor na sua publicação diz que foram estes valores que conduziram a “um conjunto único de correlações para o comportamento de cada areia ensaiada”. Substituindo a equação 4.20 na 4.21 e colocando-a em ordem a D_R , temos que a densidade relativa pode ser dada em função da tensão média efetiva instalada e do parâmetro de estado:

$$D_R(\%) = \left(\frac{46 \times \Psi + 1}{10 - \ln p'} \right) \times 100 \quad (4.22)$$

onde,

Ψ – parâmetro de estado [adimensional]

p' – tensão média efetiva [kPa]

À luz desta metodologia, o comportamento de um solo qualquer é comparado com o de uma areia limpa, relações essas que são fundamentadas na teoria dos estados críticos.

Determinação da percentagem de finos

Tal como já foi abordado e será analisado mais à frente neste trabalho, uma elevada percentagem de finos no solo pode desempenhar um papel muito relevante durante a execução do tratamento por vibroflutuação. Desta forma, para avaliar a maior ou menor influência no tratamento foi utilizada a correlação sugerida por Robertson & Wride, 1998:

$$\text{se } I_c < 1,26 \quad FC = 0 \quad (4.23)$$

$$\text{se } 1,26 \leq I_c < 3,50 \quad FC = 1,75 \times I_c^{3,25} - 3,7 \quad (4.24)$$

$$\text{se } I_c \geq 3,50 \quad FC = 100 \quad (4.25)$$

onde,

I_c – Índice de comportamento do solo [adimensional]

O processo de cálculo do índice de comportamento é um processo iterativo, uma vez que os parâmetros de que depende I_c são, também eles, dependentes de I_c .

$$I_C = [(3,47 - \log Q_{tn})^2 + (\log F_r + 1,22)^2]^{0,5} \quad (4.26)$$

$$Q_{tn} = \left(\frac{q_t - \sigma_{v0}}{p_a} \right) \times \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n \quad (4.27)$$

$$n = 0,381 \times I_C + 0,05 \times \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right) \quad (4.28)$$

onde,

- I_C – Índice de comportamento do solo [adimensional]
- Q_{tn} – Resistência de ponta normalizada [adimensional]
- F_r – Razão de fricção [adimensional]
- q_t – Resistência de ponta [kPa]
- σ_{v0} – Tensão total de repouso [kPa]
- σ'_{v0} – Tensão efetiva de repouso [kPa]
- p_a – Pressão atmosférica [kPa]
- n – Parâmetro n [adimensional]

4.4. CONTROLO DA QUALIDADE DO TRATAMENTO

Após a construção do aterro hidráulico ou do melhoramento de solos é necessário avaliar a qualidade da operação acabada de ser conduzida para o cumprimento das especificações definidas em fase de projeto. As especificações podem ser de várias ordens, tais como capacidade de carga, deformabilidade, permeabilidade, risco à liquefação, entre outros, muitas vezes implícitos através de um valor de densidade relativa. Estas especificações podem ser controladas com ensaios *in situ*, correlacionando os dados medidos, à semelhança do que acontece na fase inicial e complementados com ensaios laboratoriais.

Dependendo de caso para caso, se os pressupostos definidos em projeto são mais ou menos exigentes, após a construção do aterro hidráulico pode ser necessária a execução de processo de melhoramento de solos. Desta forma, cada caso exige um procedimento de reconhecimento devidamente adaptado. O procedimento deve ser acordado entre as várias partes intervenientes no projeto, como é o dono de obra, projetista e entidade executante. Se todas as partes forem integradas neste processo consegue-se um melhor planeamento das atividades, detetando-se inconformidades precoce ou preventivamente, minimizando medidas técnicas e custos.

Como foi dito, o procedimento de avaliação da qualidade do produto final é função do tipo de obra. Habitualmente divide-se a avaliação da qualidade em duas fases a que chamam de “garantia da qualidade” e “controlo da qualidade”. A primeira aplica-se apenas no caso de se conduzir a processo de melhoramento de solos. Consiste na monitorização dos dados que são medidos pelo equipamento durante o tratamento (ver Fig. 4.14), tais como a pressão exercida pelo equipamento (ver Fig. 4.15) ou o consumo de energia do grupo energético. Nesta fase é possível proceder-se a uma análise bastante

precoce e imediata do grau de eficiência do tratamento. Para tal é necessário primeiramente calibrar o equipamento para se estabelecer uma relação entre os dados que são medidos e o resultado final que é conseguido. A segunda é transversal a qualquer caso. A segunda fase, “controlo da qualidade”, resulta da interpretação, fundamentalmente, dos dados dos ensaios *in situ*. A metodologia a adotar é igual à que foi apresentada para o reconhecimento inicial, mas com o intuito de verificar se os pressupostos na fase de projeto são ou não cumpridos. O controlo da qualidade procura:

- determinar capacidade de carga, permeabilidade, deformabilidade ou simplesmente a densidade relativa, enquanto parâmetro de controlo da execução do aterro ou tratamento após construído o aterro, correlacionando os dados dos ensaios SPT e CPT;
- na eventualidade dos ensaios SPT e CPT não possuírem aplicabilidade, seja pela ausência de uma correlação que se adeque às características do solo ou pela incerteza dos resultados que fornece, a capacidade de carga e deformabilidade do solo podem ser medidas diretamente através de ensaios de placa de grande dimensão. Estes ensaios não devem ser encarados como alternativas ao SPT e CPT, podendo ser realizados, paralelamente, como complemento a estes últimos;
- monitorizar o comportamento que aterro hidráulico exhibe ao longo do tempo e extrapolando-o para o futuro, nomeadamente ao nível de deformações excessivas e/ou alteração da inclinação dos taludes. Para tal deve ser adotado um plano de monitorização com recurso a medições topográficas, extensómetros, inclinómetros, entre outros.



Fig. 4.14 – Painel de medição de dados do equipamento (foto cedida por Teixeira Duarte – Engenharia e Construções, S.A. à data)

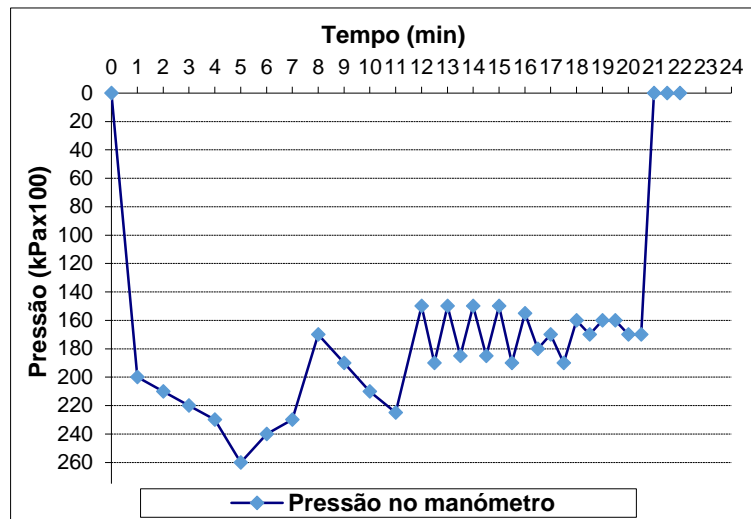


Fig. 4.15 – Registo da pressão em função do tempo (informação cedida por Teixeira Duarte – Engenharia e Construções, S.A.)

Nos casos em que a construção do aterro hidráulico seja acompanhada de um processo de melhoramento de solos, a localização dos ensaios de controlo dentro de cada malha, tanto SPT como CPT, deve ser ponderada. van't Hoff & van der Kolff (2012) sugerem a adoção de um procedimento de controlo da qualidade baseado na média dos resultados entre dois de três pontos distintos. Os três pontos de controlo são: o centróide da malha triangular, a meio e a um terço da distância entre dois pontos de tratamento, como representa a Fig. 4.16 – Localização dos três pontos a realizar as campanhas de prospeção para controlo da qualidade; 1 – centróide; 2 – meio da distância entre dois pontos de tratamento; 3 – um terço da distância entre dois pontos de tratamento adaptado van't Hoff & van der Kolff (2012). Pela ordem que os pontos de controlo foram apresentados, trata-se do mais pessimista para o mais otimista. Atendendo que os pontos de tratamento têm uma dada área de influência e que dependendo da distância a que os ensaios de controlo se realizam, obtém-se diferentes resultados e a escolha dos dois pontos de controlo deve ser baseada nos dados recolhidos durante a fase de “garantia da qualidade”. Tal como já foi dito, antes da execução do processo de melhoramento de solos o equipamento tem de ser calibrado. Assim, mediante os dados medidos serem ou não da ordem de grandeza dos que eram inicialmente previstos, os ensaios de controlo podem ser executados em locais da malha que correspondam a uma abordagem mais ou menos conservativa dos resultados finais. O par de pontos de controlo deve ser definido logo desde o início, pela positiva, ou seja, com uma abordagem menos conservativa e, se possível, ser mantido ao longo de toda a obra. Isto permitirá um melhor planeamento de atividades, maior agilização dos recursos e encurtamento de prazos de execução e consequentemente custos. Na eventualidade do processo de melhoramento de solos, por qualquer razão, não surtir o efeito pretendido, a configuração adotada até então, pela positiva, terá de ser alterada. A adoção de um par mais conservativo impõe-se. Os mais conservativos tenderão a optar por um par 1 e 2, enquanto os não tão conservativos por um par 1 e 3. Uma vez que se procede à média dos resultados de ambos os ensaios, tanto um como outro serão afetados daquele que corresponde à pior situação de todas, pelo que adotar um ou outro depende da abordagem que melhor servir cada entidade. É ainda possível defender que nestes casos se possa adotar o par menos conservativo. Isto acontece para casos em que se possua um elevado grau de confiança na calibração realizada no início do tratamento e, portanto, na interpretação dos dados medidos pelo equipamento.

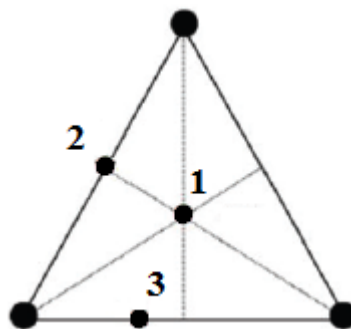


Fig. 4.16 – Localização dos três pontos a realizar as campanhas de prospeção para controlo da qualidade; 1 – centróide; 2 – meio da distância entre dois pontos de tratamento; 3 – um terço da distância entre dois pontos de tratamento adaptado van't Hoff & van der Kolff (2012)

Esta discussão tem de ser, simultaneamente, enquadrada na verdadeira dimensão do problema. Caso se verifiquem anomalias pontuais em alguns pontos de tratamento num vasto conjunto deles pode não ser significativo, nem indicador de um comportamento deficiente da estrutura acabada de construir. Assim, a metodologia de controlo da qualidade pode continuar a desenvolver-se como até então. Contudo, se se tratar de anomalias constantes, ao longo de uma área significativa, o correto desempenho da estrutura é colocado em causa e a metodologia tem de ser alterada. No caso dos ensaios de controlo validarem a anomalia inicialmente detetada, ou seja, não terem sido atingidos os valores de projeto, haverá a necessidade de tomar uma ação que pode passar por reforçar o melhoramento de solos, reduzindo o espaçamento entre os pontos de tratamento.

Outra das questões que não deve ser esquecida é a do tempo que decorre entre a execução do melhoramento e a fase de controlo da qualidade. O solo continua a ver aumentada a sua resistência e rigidez, mesmo depois dos excessos de pressão neutra gerados pela compactação se dissiparem (Massarsch & Fellenius, 2005). Trata-se de um fenómeno originado por uma certa heterogenia do estado de tensão ao longo do ponto de tratamento que fomenta um rearranjo das partículas ao longo do tempo, procurando um estado de tensão uniforme. Assim, caso se trate de um solo que apresente sensivelmente as mesmas características ao longo de toda a área de tratamento, o tempo que decorre entre a execução do melhoramento e o controlo da qualidade, para cada ponto de controlo, deve ser o mesmo. Caso a variabilidade das características do solo seja significativa, é possível continuar a adotar o mesmo tempo de análise. O que nunca deve acontecer, dentro de uma área em que o solo é relativamente homogéneo, é variar o período de tempo, pois poderá conduzir a uma análise do tratamento efetuado pouco coerente.

5

APRESENTAÇÃO DOS CASOS DE ESTUDO

5.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

No presente capítulo apresentam-se dois casos de estudo nos quais a técnica de tratamento de solos granulares por vibroflutuação, apresentada no capítulo 4, foi utilizada. Apresenta-se o reconhecimento geotécnico inicial, análise da suscetibilidade do terreno para ser tratado por vibroflutuação e equipamentos e procedimentos de tratamentos utilizados em cada um dos casos. O primeiro caso de estudo, Ria de Aveiro, trata-se de um campo experimental onde foram realizados diferentes blocos de ensaio. Os blocos de ensaio foram ensaiados diretamente no maciço já existente, pelo que o tratamento não decorre da construção de um aterro. Com este ensaio procurou-se não só aferir os procedimentos desta técnica, como também a influência que variáveis como a malha e o tempo de tratamento tinham sobre o solo tratado. O segundo caso de estudo, Porto de La Guaira (Venezuela), é um caso de obra, na qual a vibroflutuação foi utilizada como método para a compactação do aterro hidráulico construído.

5.2. CASO DE ESTUDO: RIA DE AVEIRO

5.2.1. RIA DE AVEIRO

O primeiro caso de estudo é, como já foi dito, a Ria de Aveiro. Este caso de estudo trata-se de um campo experimental desenvolvido pela empresa Teixeira Duarte Engenharia e Construções, S.A., com o objetivo de realizar um conjunto de estudos de otimização da técnica de vibroflutuação. Trata-se de um conjunto de blocos de ensaio executados diretamente no maciço natural, pelo que o tratamento não é executado no decurso da construção de um aterro. Este campo experimental localiza-se na Ria de Aveiro, Aveiro, Portugal (N40.656444; W-8.71813).



Fig. 5.1 – Localização do campo experimental da Ria de Aveiro

Neste caso de estudo não foi construído nenhum aterro hidráulico, pelo que os ensaios SPT e CPT foram realizados sobre um maciço aluvionar já existente no local, antes e depois do tratamento por vibroflutuação. Os ensaios CPT foram conduzidos com o equipamento PAGANI TG200.

5.2.2. RECONHECIMENTO GEOTÉCNICO INICIAL

Em 2005 foi levado a cabo o reconhecimento geotécnico inicial do local e que consistiu na realização de cinco furos de sondagem (S9, S10, S11, S12 e S13), à *rotary*, com um diâmetro de furo de 133 mm, dois ensaios CPT (CPTU05 e CPTU06), um ensaio *cross-hole* (S12-S12') e ensaios de identificação geotécnica em laboratório. Os furos de sondagem foram acompanhados de ensaios SPT e de recolha de amostras remexidas. A localização dos furos de sondagem e dos ensaios apresentam-se na Fig. 5.2.

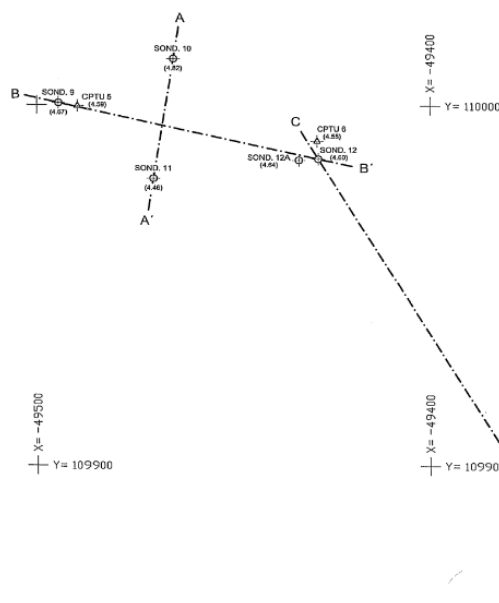


Fig. 5.2 – Localização dos furos de sondagem e ensaios (imagem cedida por Teixeira Duarte Engenharia e Construções, S.A.)

Como será constatado mais à frente, após comparação das várias sondagens foi detetada uma variação significativa do nível freático. Foram recolhidas amostras remexidas às profundidades 3.00, 5.00, 12.00, 15.60 e 20.20m e, através delas, foi possível identificar a presença de formações aluvionares constituídas por areias finas a grossas, soltas a medianamente compactas, com alguns níveis silteosos, subjacentes a

depósitos de aterro arenoso (Rosa *et al.*, 2013). À luz da classificação unificada o solo foi classificado como sendo areias mal graduadas (SP, SP-SM), com um coeficiente de uniformidade médio 3. Na Fig. 5.3 apresenta-se o fuso granulométrico do solo da Ria de Aveiro, resultante da identificação das formações aluvionares das várias amostras recolhidas.

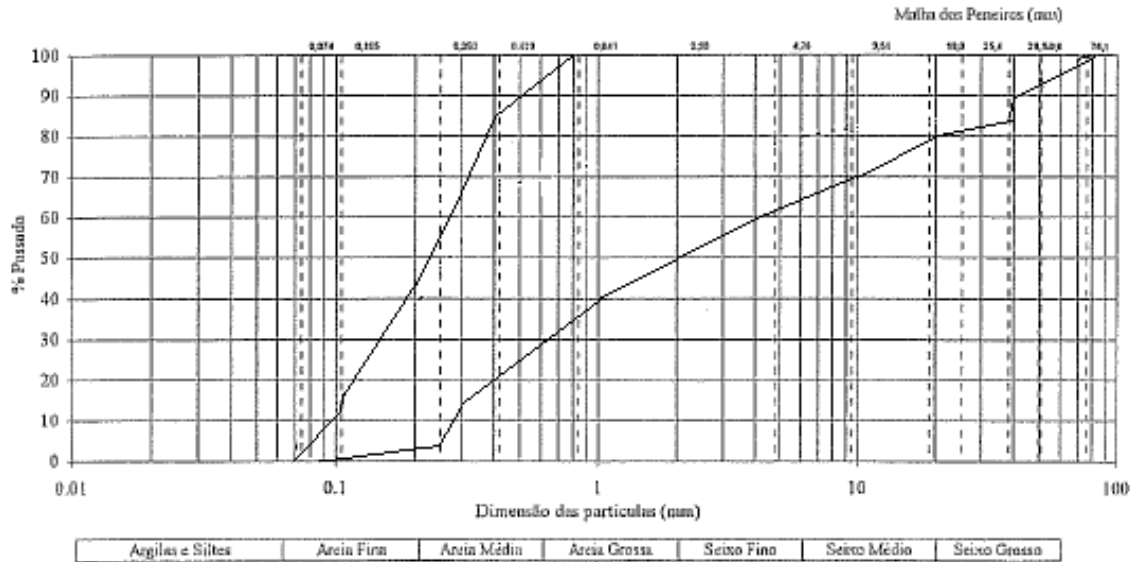


Fig. 5.3 – Fuso granulométrico do solo da Ria de Aveiro (informação cedida por Teixeira Duarte Engenharia e Construções, S.A.)

Após a identificação do solo interessado, procedeu-se à construção de perfis geológico-geotécnicos, como apresenta a Fig. 5.4. Foram identificadas as camadas que se seguem, às quais foi atribuída uma designação para facilitar a identificação destas nos perfis geológico-geotécnicos.

- C1 – Aterro arenoso;
- C2A – Areia fina a média cinzenta, com fragmentos de conchas, solta a medianamente compacta (SPT entre 6 a 20);
- C2B – Areia fina a média cinzenta, com fragmentos de conchas, medianamente compacta (SPT entre 20 a 34);
- C2C – Areia média a grossa, com areão, medianamente compacta (SPT entre 15 a 33);
- C2D – Lodo anegrado com conchas;
- C3 – Argila cinzenta esverdeada, mais ou menos margosa, muito rija (SPT maior do que 45 e, regra geral, maior do que 60).

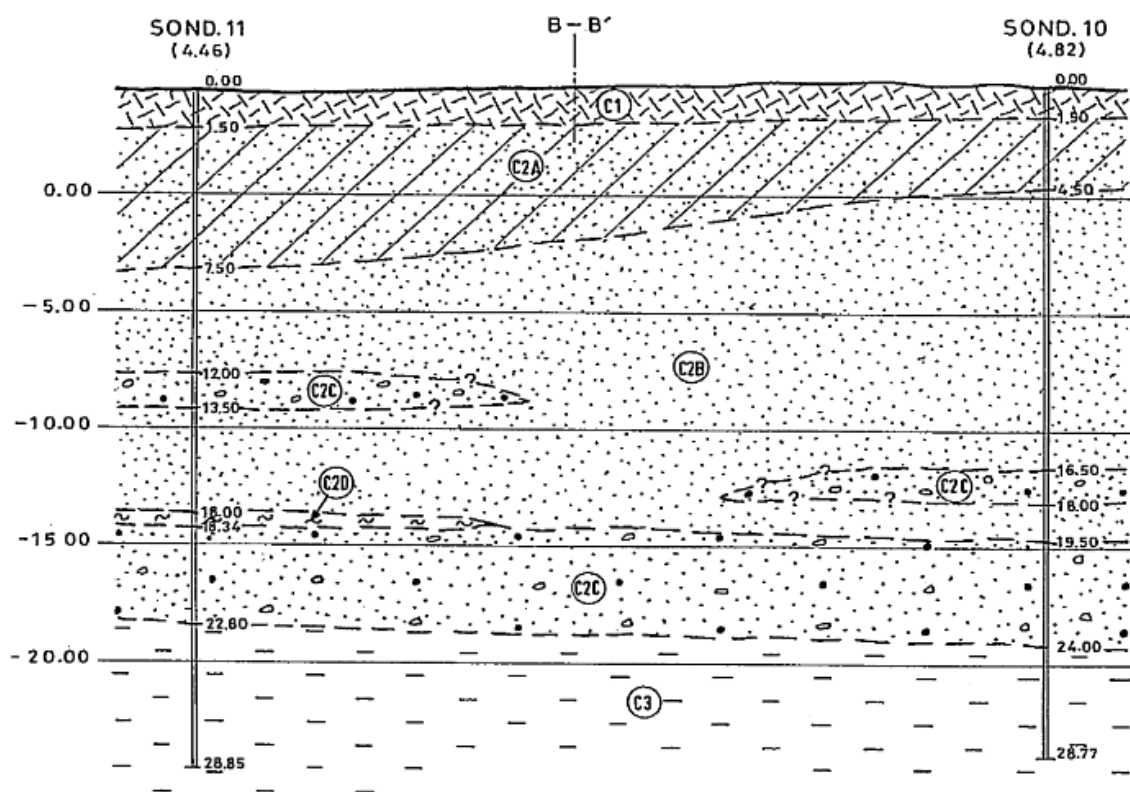


Fig. 5.4 – Perfis transversais geológico-geotécnicos B-B' (imagem cedida por Teixeira Duarte Engenharia e Construções, S.A.)

5.2.3. ANÁLISE DA SUSCETIBILIDADE DO TERRENO PARA SER TRATADO POR VIBROFLUTUAÇÃO

Adotando as metodologias que foram apresentadas no capítulo 3 para a análise da suscetibilidade do terreno para ser tratado por vibroflutuação temos os seguintes resultados:

Tabela 7 – Número de adequabilidade de Brown para os dados da Ria de Aveiro, em profundidade

Profundidade [m]	S _n	Classe
3,00	25	Razoável
5,00	14	Bom
12,00	18	Bom
15,60	17	Bom
20,20	13	Bom

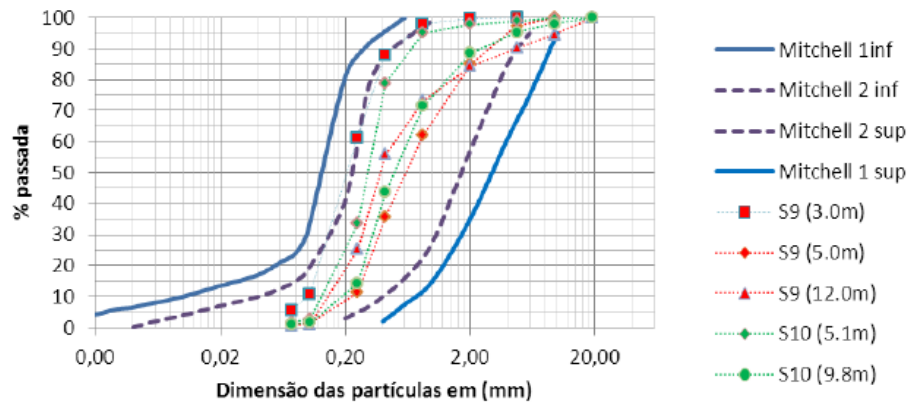


Fig. 5.5 – Fuso granulométrico de Mitchell (Rosa et al, 2013)

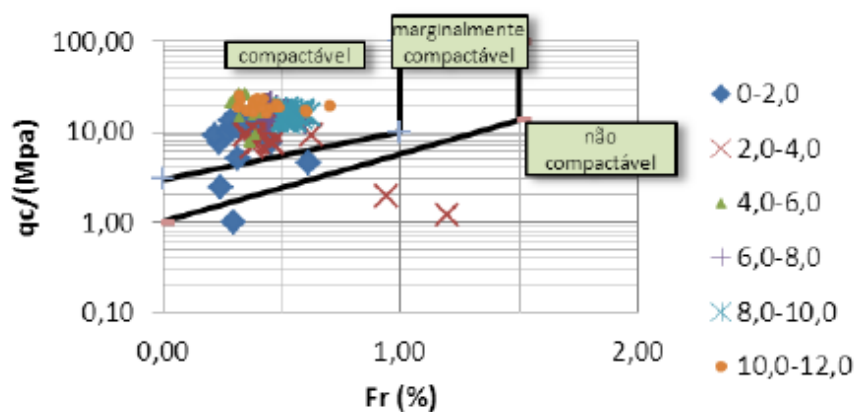


Fig. 5.6 – Classificação de adequabilidade de Massarsch (Rosa et al. 2013)

Perante os resultados obtidos nas diferentes metodologias utilizadas, em todas elas, conclui-se que o solo é suscetível de ser tratado por vibroflutuação pelo que se avançou para o pré-dimensionamento da malha e dos tempos de tratamento.

5.2.4. EQUIPAMENTO E PROCEDIMENTO DE TRATAMENTO

5.2.4.1. Equipamento

O equipamento utilizado na execução do tratamento por vibroflutuação na Ria de Aveiro foi o PTC VL18 de 113 kW. Este equipamento possui um vibrador com um diâmetro nominal de 318mm, um comprimento de 2.78 metros e operou com uma frequência de vibração de 50 Hz (3000 r.p.m.), momento excêntrico de 2.8 kg.m. No momento da inserção do equipamento no solo foram utilizados jatos de água com um caudal que variou de 170 L/min a 330 L/min.

5.2.4.2. Profundidade de tratamento

Perante os dados recolhidos durante a fase de reconhecimento geotécnico inicial, nomeadamente a evolução da densidade relativa em profundidade, foi determinado que a profundidade de tratamento seria fixada em 12.00 metros.

5.2.4.3. Malha de tratamento

Dado o cariz experimental dos trabalhos desenvolvidos na Ria de Aveiro, foram realizados oito blocos de ensaio – cada malha foi realizada com dois tempos de tratamento. Foram adotadas malhas triangulares com quatro espaçamentos diferentes: 2.00, 2.50, 3.00 e 4.00 metros, às quais foram atribuídas as numerações “1”, “2”, “3” e “4”, respetivamente. A utilização de quatro malhas diferentes procura constatar que o tratamento é tão mais eficiente quanto menor for o espaçamento entre os vários pontos da malha. De assinalar que a malha com espaçamento de 4.00 metros serviu apenas para aferir os procedimentos durante o processo de melhoramento (inserção e remoção do equipamento e pressão de injeção de água).

5.2.4.4. Tempo de tratamento

Os tempos de tratamento utilizados na Ria de Aveiro não diferem significativamente no seu total (21.5 e 19.5 minutos), mas sim no tempo em que o equipamento vibratório é estacionado à profundidade a partir da qual o solo será tratado e na velocidade com que é extraído. Os dois tempos de tratamento são distinguidos através da atribuição da designação “tipo A” e “tipo B” e foram definidos com base em estudos de alguns autores.

Tratamento “tipo A”

- **Velocidade de descida:** dependente das características do terreno, mas estipulado para ser $3.3 \cdot 10^{-2}$ m/s (30 s/m);
- **Duração da permanência do equipamento no fundo:** 3 minutos para permitir o melhoramento das areias em profundidade;
- **Velocidade de subida:** $3.3 \cdot 10^{-2}$ m/s (30 s/m) em patamares de 1.0 metro;
- **Duração da posição estacionária:** 30 segundos por cada patamar de 1.0 metro.

Tratamento “tipo B”

- **Velocidade de descida:** dependente das características do terreno, mas estipulado para ser $3.3 \cdot 10^{-2}$ m/s (30 s/m);
- **Duração da permanência do equipamento no fundo:** 4 minutos para permitir o melhoramento das areias em profundidade.
- **Velocidade de subida:** $6.6 \cdot 10^{-2}$ m/s (15 s/m) em patamares de 1.0 metro;
- **Duração da posição estacionária:** 30 segundos por cada patamar de 1.0 metro;

5.3. CASO DE ESTUDO: PORTO DE LA GUAIRA

5.3.1. PORTO DE LA GUAIRA

O segundo caso de estudo é o aterro hidráulico construído no âmbito da empreitada executada pela empresa Teixeira Duarte Engenharia e Construções, S.A., das obras de alargamento do Porto de La Guaira. O Porto de La Guaira localiza-se em La Guaira, Estado de Vargas, Venezuela, América do Sul (N10.601396; W-66.946094).

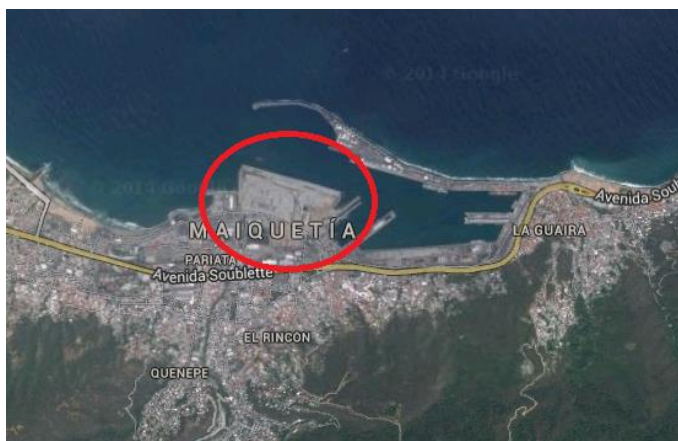


Fig. 5.7 – Localização do Porto de La Guaira

As obras de alargamento do porto consistiram em criar novos terminais de contentores, implicando uma área de aterro hidráulico de 80.000m² e profundidades de tratamento variáveis até 14m.

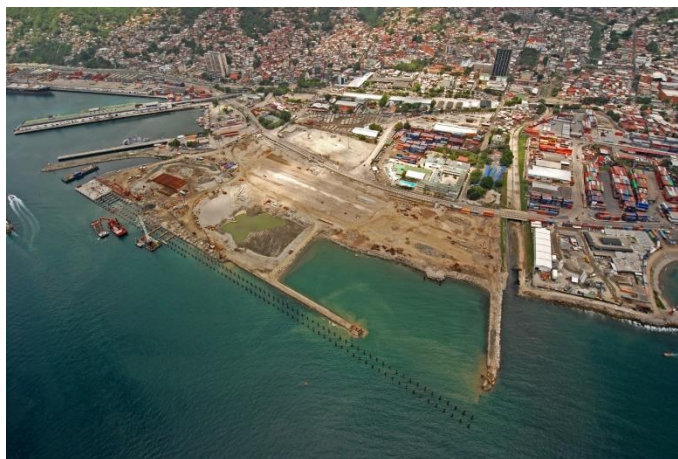


Fig. 5.8 – Vista aérea da construção do aterro hidráulico no Porto de La Guaira (foto cedida por Teixeira Duarte Engenharia e Construções, S.A. à data)

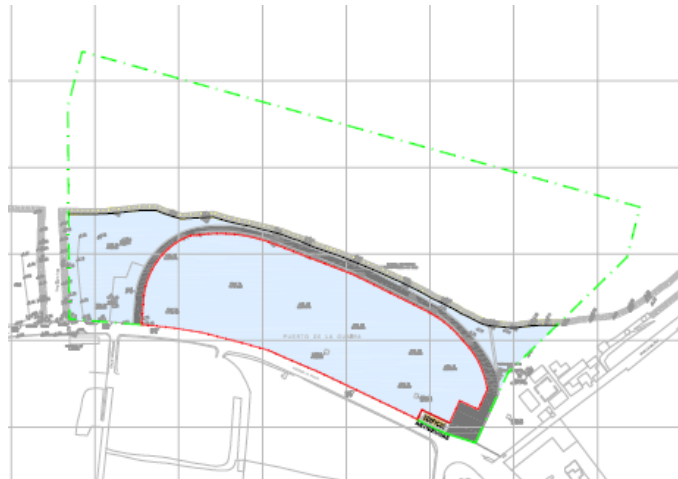


Fig. 5.9 – Esquematização da obra de ampliação do Porto de La Guaira (imagem cedida por Teixeira Duarte Engenharia e Construções, S.A.)

Na Fig. 5.10 apresenta-se o perfil transversal tipo do aterro hidráulico construído. Na figura é possível identificar duas estruturas diferentes, a plataforma de cargas e descargas, apoiada em estacas, a qual também serve de cais às embarcações e o aterro hidráulico. À luz do que foi apresentado no ponto **Error! eference source not found.**, sobre a construção dos aterros hidráulicos, é possível não só identificar o aterro em si, como a barra que antecede a sua construção e o enrocamento no paramento que está em contacto com o mar. Também na Fig. 5.8 é identificar a barra que se encontra em avanço perante a construção do restante aterro.

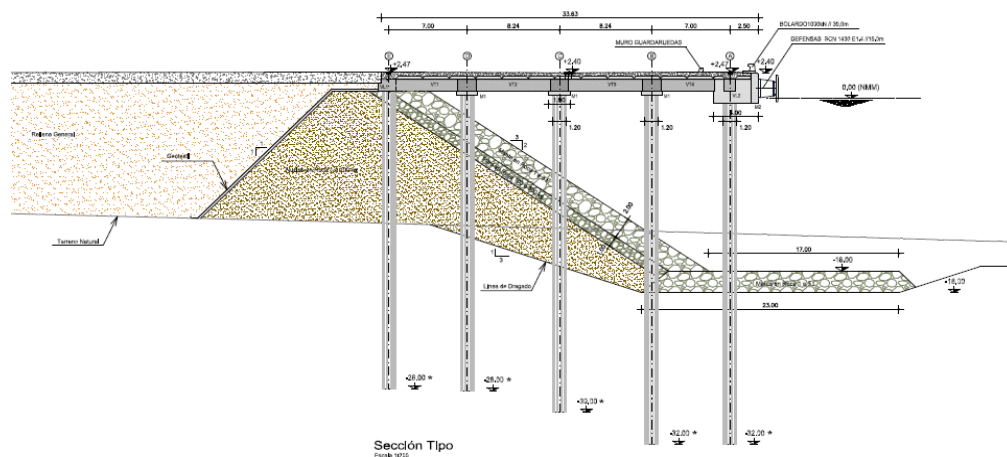


Fig. 5.10 – Perfil transversal tipo da construção do aterro do Porto de La Guaira (imagem cedida por Teixeira Duarte Engenharia e Construções, S.A.)

Para este caso de estudo foram analisados apenas os resultados obtidos nos blocos de ensaio, antes e depois do tratamento, quer para os ensaios SPT e CPT à semelhança do caso de estudo da Ria de Aveiro. Os ensaios CPT foram conduzidos com o equipamento GeoMil 200kN/SA.

5.3.2. RECONHECIMENTO GEOTÉCNICO INICIAL

O reconhecimento geotécnico inicial levado a cabo no caso de estudo da Ria de Aveiro é, como facilmente se percebe através do contexto em que está inserido, distinto do Porto de La Guaira. Este último, sendo um caso em que foi construído um aterro hidráulico, ao contrário do que aconteceu no caso da Ria de Aveiro, o reconhecimento geotécnico inicial assemelha-se muito mais com o que foi apresentado no capítulo 4.

Antes de se iniciar o processo de construção do aterro hidráulico procedeu-se a uma campanha de reconhecimento geotécnico inicial. Assim, para definir que dragas, meios de transporte, método para descarga do material dragado e método de melhoramento de solos utilizar houve a necessidade de recolher amostras do local de empréstimo. Definidos todos os aspectos implicados neste processo avançou-se para a construção da obra. A partir do processo de controlo da qualidade da construção do aterro foram sendo retiradas amostras de material quer acabado de dragar, quer colocado no aterro.

As amostras recolhidas, em ambas as frentes, permitem classificar o solo de empréstimo como sendo areia mal graduada (SP, SP-SM) contendo bastante matéria orgânica e conchas. Na Fig. 5.11 apresenta-se o fuso granulométrico do solo encontrado.

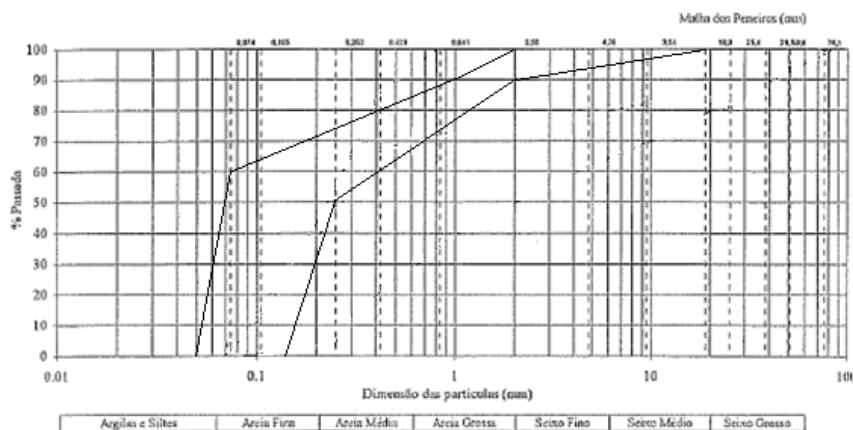


Fig. 5.11 – Fuso granulométrico do solo do Porto La Guaira (informação cedida por Teixeira Duarte - Engenharia e Construções, S.A.)

Adicionalmente, após colocado o material no aterro hidráulico conduziram-se ensaios SPT e CPT (ver localização dos ensaios na Fig. 5.12). Foram conduzidos 8 ensaios SPT, a furação executada à rotary, e outros 8 ensaios CPT até profundidades que variaram entre os 13 e os 15m.

A partir dos dados obtidos relativos à granulometria do solo e aos ensaios realizados, imediatamente após a construção do aterro hidráulico, avaliou-se a suscetibilidade ao tratamento por vibroflutuação do solo utilizado. Verificou-se que o solo apresentava uma elevada suscetibilidade a ser tratado por este processo de melhoramento de solos, pelo que se avançou para o pré-dimensionamento das várias malhas e tempo de tratamento a utilizar nos blocos de ensaio.

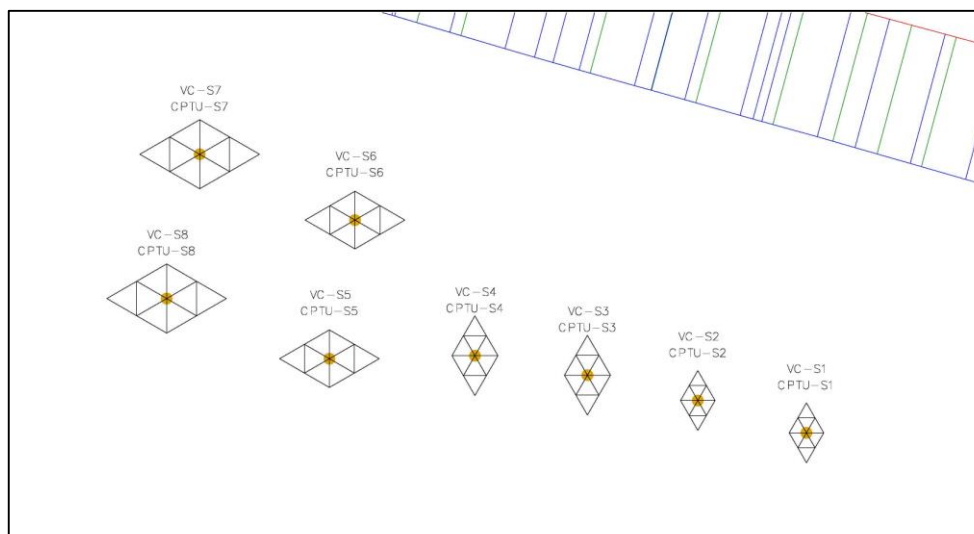


Fig. 5.12 – Esquematisação dos blocos de ensaio e respectivas localizações dos ensaios SPT e CPT (imagem cedida por Teixeira Duarte - Engenharia e Construções, S.A.)

5.3.3. EQUIPAMENTO E PROCEDIMENTO DE TRATAMENTO

5.3.3.1. Equipamento

O equipamento utilizado na execução do tratamento por vibroflutuação no Porto de La Guaira foi o PTC VL40 de 135kW. Este equipamento possui um vibrador com um diâmetro nominal de 318mm, um comprimento de 3.29 metros e operou com uma frequência de vibração de 30 Hz (1800 r.p.m.), momento excêntrico de 4.0 kg.m. No momento da inserção do equipamento no solo foram utilizados jatos de água.

5.3.3.2. Profundidade de tratamento

No caso do Porto de La Guaira, a profundidade de tratamento por vibroflutuação foi variável. A profundidade de tratamento variou entre os 7.00 e os 12.00m, conforme os resultados do estudo de batimetria, inicialmente realizado no local. Esta profundidade resulta do atravessamento de toda a altura de aterro hidráulico construído, acrescida de uma tolerância de 1.00 a 2.00m, quando possível.

5.3.3.3. Malha de tratamento

Para aferir qual a configuração (malha + tempo de tratamento) que melhores resultados produziria no solo do Porto de La Guaira, foram realizados oito blocos de ensaio. Foram adotadas quatro malhas triangulares diferentes: 1.50, 2.00, 2.50 e 3.00, às quais foi atribuída a numeração “1”, “2”, “3” e “4”, respetivamente. Em cada malha foram utilizados dois tempos de tratamentos diferentes. A configuração que viesse a ser fixada, deveria assegurar que o solo, após o tratamento, apresentasse um valor mínimo de densidade relativa de 70%. Na Fig. 5.12 apresenta-se uma esquematização da localização dos blocos de ensaio e dos respetivos ensaios SPT e CPT.

5.3.3.4. Tempo de tratamento

Tal como já foi dito, não havendo metodologias para a definição do tempo de tratamento, o que foi estipulado no caso do Porto de La Guaira, foi com base no conhecimento adquirido no campo experimental da Ria de Aveiro. Os dois tempos de tratamento são distinguidos através da designação “tipo C” e “tipo D”.

Tratamento “tipo C”

- **Duração da permanência do equipamento no fundo:** 2 minutos para permitir o melhoramento das areias em profundidade;
- **Velocidade de subida:** $6.6 \cdot 10^{-2}$ m/s (15 s/m) em patamares de 1.0 metro;
- **Duração da posição estacionária:** 30 segundos por cada patamar de 1.0 metro.

Tratamento “tipo D”

- **Duração da permanência do equipamento no fundo:** 2 minutos para permitir o melhoramento das areias em profundidade;
- **Velocidade de subida:** $3.3 \cdot 10^{-2}$ m/s (30 s/m) em patamares de 1.0 metro;
- **Duração da posição estacionária:** 60 segundos por cada patamar de 1.0 metro.

6

TRATAMENTO DE DADOS DOS CASOS DE ESTUDO

6.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Tal como foi apresentado no capítulo anterior, para cada caso de estudo apresentado, foram ensaiados vários blocos de ensaio. Foram realizados ensaios SPT e CPT, antes e depois do melhoramento de solos por vibroflutuação, e o presente capítulo destina-se à apresentação do tratamento dos dados obtidos. Cada ensaio, correspondente a cada bloco de ensaio, foi analisado individualmente e, depois, enquadrado, com os restantes do mesmo caso de estudo, analisando a influência da malha, tempo e percentagem de finos (PF) no resultado final, após o tratamento.

Por forma a agilizar o processo de análise da eficiência do tratamento nas suas diversas configurações foi introduzido um índice, o qual foi designado como Índice de melhoramento, I_M , que consiste no quociente entre a densidade relativa final e a inicial:

$$I_M = \frac{D_{Rf}}{D_{Ri}} \quad (6.1)$$

onde,

D_{Rf} – densidade relativa final [%]

D_{Ri} – densidade relativa inicial [%]

Este índice será particularmente útil para perceber a eficácia do tratamento em cada um dos casos de estudo.

6.2. CASO DE ESTUDO: RIA DE AVEIRO

6.2.1. ENSAIO CPT

6.2.1.1. Caracterização

Entre a realização do tratamento de solos por vibroflutuação e as primeiras campanhas de reconhecimento conduzidas no local (CPTU.05 e CPTU.06) decorreram, aproximadamente, 6 anos. Contudo, imediatamente antes do processo de melhoramento se realizar, foi conduzido um outro ensaio de controlo ao estado inicial do solo (CPTU0). O ensaio CPTU.06 não será tido em consideração perante a leitura de pressões aparentemente anómala, tendo em conta o nível freático instalado e as características dos materiais atravessados (Relatório Reconhecimento Geotécnico – Teixeira Duarte Engenharias e Construções, S.A.).

Na Fig. 6.1 é comparada a resistência de ponta dos ensaios CPTU.05 e CPTU0. Através desta comparação é possível observar que a resistência de ponta medida a partir dos 3.00m apresenta uma evolução dos valores muito similar em ambos os ensaios. Contudo, junto à superfície, acima dos 3.00m, verifica-se um aumento muito significativo (duas a três vezes superior). O aumento pode dever-se a cargas que possam ter estado no local durante o tempo que decorreu entre as duas campanhas de ensaios, tais como camiões e outros equipamentos. Assim, atendendo ao que foi exposto anteriormente e à localização de ambos os ensaios, aquele que será tido como referência para a caracterização da situação inicial do solo, ou seja, antes do tratamento, é o ensaio CPTU.05.

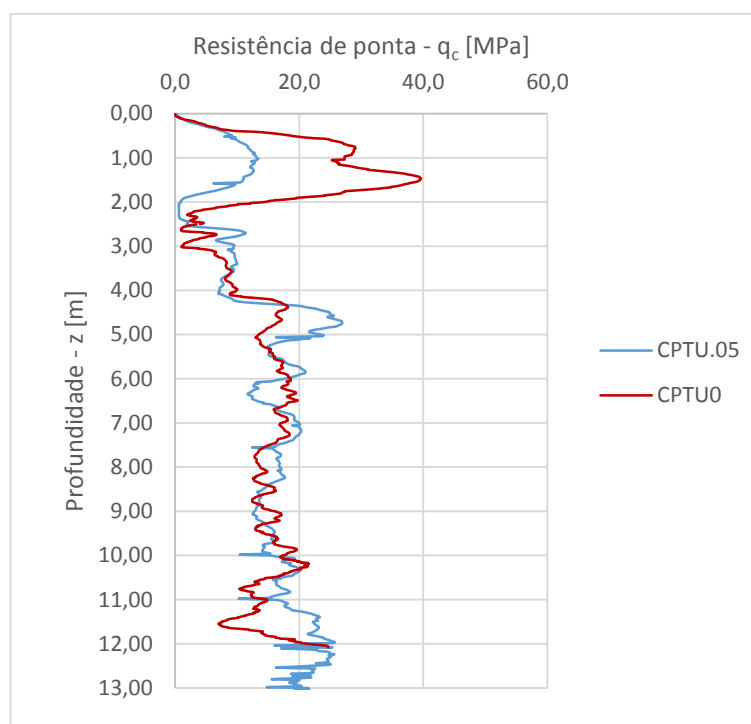


Fig. 6.1 – Comparação da resistência de ponta entre os ensaios CPTU.05 e CPTU0

Da interpretação dos dados medidos resulta a classificação dos solos atravessados apresentada na Fig. 6.2, a partir do Índice de Comportamento (I_c), baseada na classificação proposta por Roberson (1990). Como se pode verificar, trata-se de um solo arenoso com uma camada de material fino (areias siltosas a siltes argilosos). Esta classificação encontra-se em conformidade com aquela que havia sido feita em 2005, através das amostras remexidas recolhidas nos furos de sondagem.

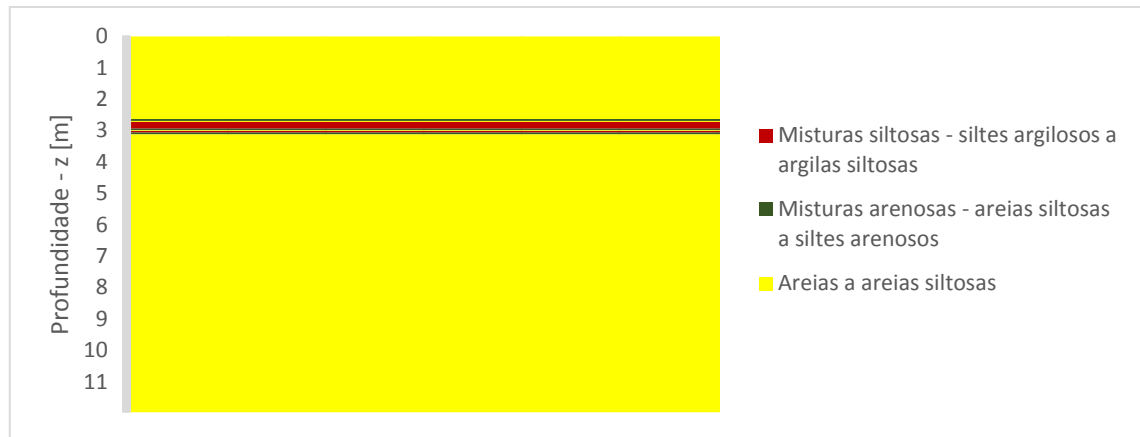


Fig. 6.2 – Classificação de solos com base em ensaios CPT

Será interessante perceber ainda outra questão: recuperando a Fig. 6.1, percebe-se que a resistência de ponta, a partir dos 5.00m, apresenta uma evolução constante. A constância deste parâmetro ao longo de 5.00m, aproximadamente até aos 10.00 metros de profundidade, indicia que, a resistência desta estrutura, em profundidade, é decrescente e não o contrário como seria de esperar. Veja-se a evolução da resistência de ponta normalizada apresentada na Fig. 6.3.

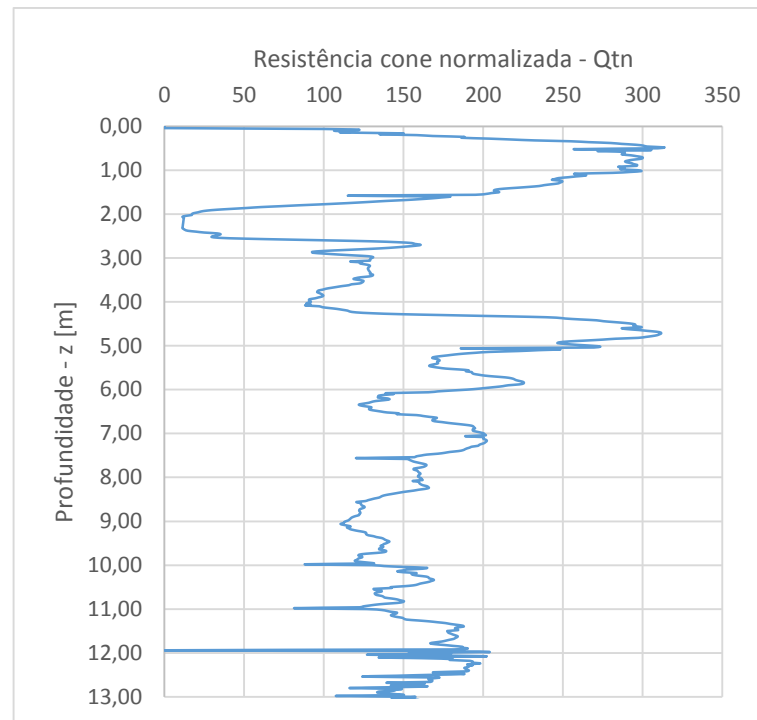


Fig. 6.3 – Evolução da resistência cone normalizada em profundidade

Enquanto até à profundidade de 5m o valor da resistência de cone normalizada é crescente, salvo o primeiro metro, até perto dos 12m o valor vai decrescendo. A partir da profundidade da qual a evolução da resistência do solo vai diminuindo, até que volta a aumentar, ainda que ligeiramente, regista-se uma perda de resistência na ordem dos 80%. Esta redução pode, contudo, ser localizada, ou seja, não acarretar grandes consequências em termos de assentamentos ou capacidade de carga nas estruturas a construir. No entanto, quando uma situação deste género se colocar, é um assunto que deve ser estudado.

A densidade relativa é, como já foi dito nos capítulos anteriores, um parâmetro de excelência para o controlo do processo de melhoramentos de solo. Como tal e a partir da metodologia para a sua estimativa, apresentada no ponto 4.1.2.2 (equação 4.22), na Fig. 6.4 apresenta-se a sua evolução em profundidade.

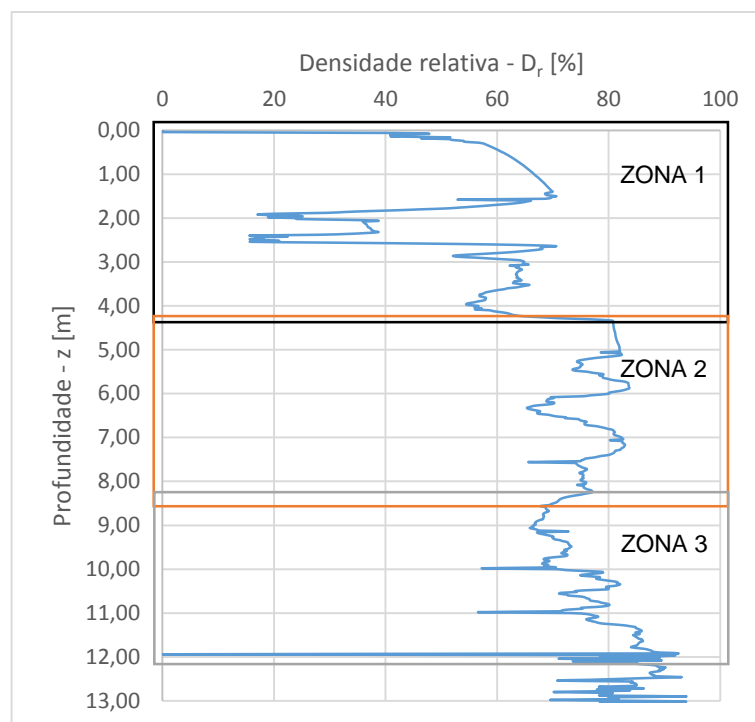


Fig. 6.4 – Densidade relativa estimada para o ensaio CPTU.05

Paralelamente a estas questões sobre o desempenho de estruturas que possam vir a ser construídas sobre o maciço em análise, muitas vezes controladas através da densidade relativa, e conhecidas as limitações do melhoramento de solos objeto deste trabalho, a percentagem de finos é uma questão que não pode ser ignorada. No ponto 4.1.2.2 apresentou-se uma abordagem proposta por Robertson & Wride (1998) para a estimativa da percentagem de finos a qual, agora, na Fig. 6.5, apresenta-se a sua evolução.

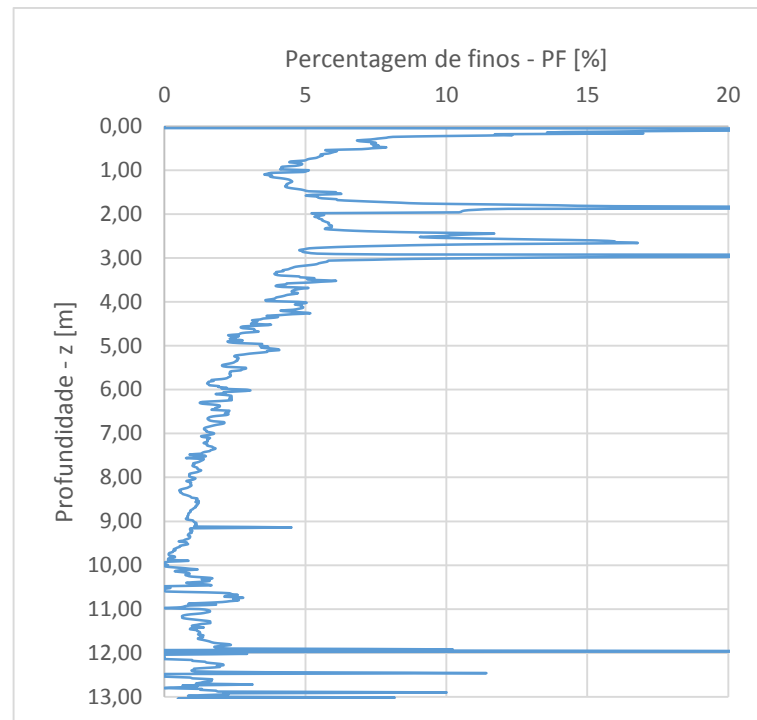


Fig. 6.5 – Estimativa da percentagem de finos no ensaio CPTU.05

Ainda sobre a Fig. 6.4, analisando atentamente a evolução da densidade relativa, é possível distinguir-se três zonas distintas. A primeira (zona 1), correspondente a um pequeno aterro construído e que se desenvolve até aos 3m, apresenta uma evolução irregular, embora tendencialmente crescente, da densidade relativa. A segunda (zona 2), trata-se de uma zona bastante densa até próximo dos 7,5m de profundidade, com valores próximos dos 80%, muito pouco tratável. Por fim, uma terceira (zona 3), dos 7,5m de profundidade em diante, no geral compacta, com valores entre os 60 e os 80%, ou seja, com um potencial de tratamento superior ao da segunda zona. Estas três zonas, apresentando compacidades diferentes de umas para as outras, quando sujeitas ao processo de melhoramento por vibroflutuação, irão apresentar três comportamentos, também, diferentes.

Veja-se ainda as diferenças da estimativa da densidade relativa que resultam da adoção de correlações expeditas em relação à metodologia da abordagem unificada, aplicadas num caso real. Na Fig. 6.6 compara-se as correlações propostas por Baldi *[et al.]* (1986) e Jamiolkowski *[et al.]* (2001) com a metodologia da abordagem unificada (equação 4.22).

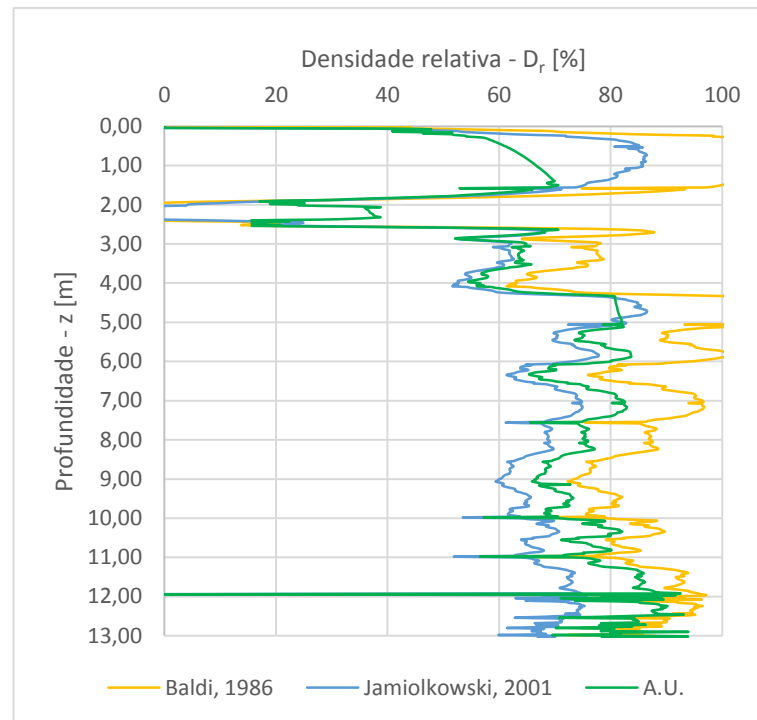


Fig. 6.6 – Comparação da densidade relativa com várias abordagens para o ensaio CPTU.05

Através da Fig. 6.6, analisando a evolução apresentada para as correlações propostas por Baldi *[et al.]* (1986) e Jamiolkowski *[et al.]* (2001) não surge qualquer tipo de questão. Tal como já foi discutido (ver ponto 4.1.2.2), a correlação de Baldi *[et al.]* (1986) é muito menos conservativa do que a correlação de Jamiolkowski *[et al.]* (2001). No entanto, é interessante enquadrar a evolução da densidade relativa resultante da metodologia da abordagem unificada com as outras. Ao longo das zonas 2 e 3 verifica-se que apresenta uma evolução que tende a acompanhar e encontra-se limitada superior e inferiormente as/pelas duas correlações. Contudo, através da análise da zona 1, a metodologia apresentada não mostra o mesmo grau de sensibilidade do que as restantes, uma vez que apresenta valores muito distintos. A partir das Fig. 6.1 e Fig. 6.3 era expectável que fossem estimados valores de densidade relativa superiores aos que foram realmente verificados.

6.2.1.2. Análise dos resultados

Interpretados os resultados dos ensaios realizados, procedeu-se à avaliação dos resultados obtidos antes e depois do tratamento.

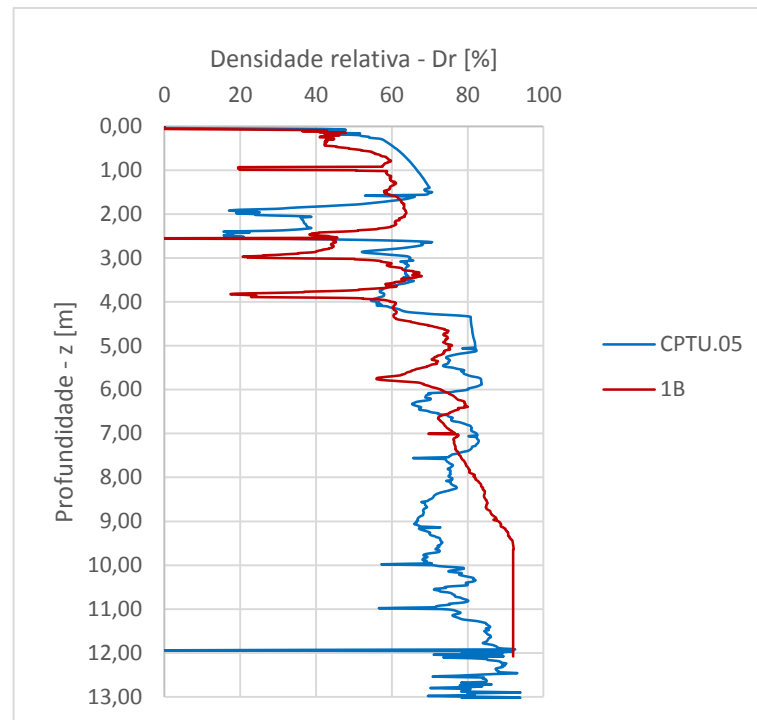


Fig. 6.7 – Comparação da densidade relativa antes e depois do tratamento para o ensaio 1B

Na Fig. 6.7 apresenta-se o exemplo do bloco de ensaio 1B, com uma malha de espaçamento de 2m e um tempo de tratamento do “tipo B”. Atendendo ao que foi dito no ponto 6.2.1.1., a distinção em três zonas diferentes sai reforçada com esta comparação. A zona 1, variável no grau de adensamento, após o tratamento apresenta camadas em o solo é compactado e outras em que é descompactado. O efeito da descompactação é tão mais significativo se atendermos que, no momento do tratamento, o solo encontrase muito mais compactado do que mostra a figura. Através do ensaio CPTU.05 (na Fig. 6.1 verifica-se uma evolução muito expressiva da resistência de ponta na camada superficial) foi possível verificar isso mesmo. A zona 2, compacta, apresenta, de um modo geral, uma ligeira descompactação. Por fim, a zona 3, inicialmente mais solta, apresentou um comportamento de acordo com o que é esperado para um solo com estas características, ou seja, registou, em média, um adensamento na ordem dos 15 a 25%.

Apesar da profundidade de tratamento ter sido definida nos 12m, alguns ensaios de controlo dos blocos de ensaio não representam resultados até essa profundidade (1A, 1B e 2B). Isto deve-se ao facto do equipamento que realiza os ensaios não possuir capacidade mecânica para penetrar no solo. Esta limitação condiciona não só as análises da influência das variáveis implicadas no tratamento, como as conclusões que delas resultam. Assim, considerou-se que nestes casos a evolução da densidade relativa, em profundidade, era constant em relação ao último valor verificado.

Influência da malha de tratamento

Para a análise da influência da malha de tratamento foram comparados os resultados das densidades relativas nos ensaios 1, 2 e 3, realizados com o mesmo tipo de tratamento, “tipo A” e “tipo B”. Assim, na Fig. 6.8 e Fig. 6.9 apresentam-se, graficamente, as comparações entre cada um dos blocos de ensaio.

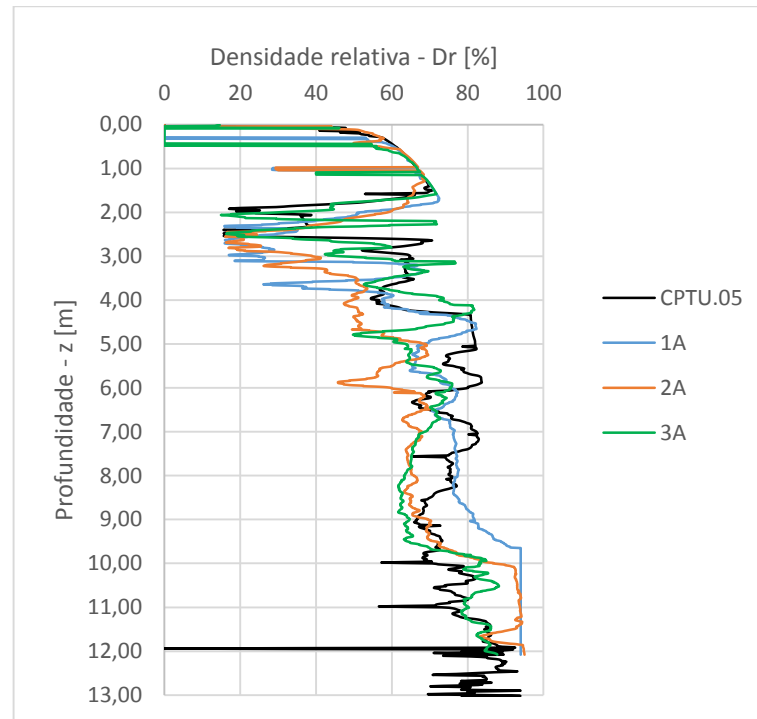


Fig. 6.8 – Comparação das densidades relativas dos ensaios 1, 2 e 3, realizados com o tempo de tratamento do “tipo A”

Na Fig. 6.8 estão representadas as evoluções, em profundidade, das densidades relativas de cada ensaio, realizados com o tempo de tratamento do “tipo A”. Analisando as três zonas, verifica-se que todas elas apresentam comportamentos distintos entre si.

Foi dito anteriormente que, quanto menor fosse o afastamento ao centro de vibração, melhores seriam os resultados do melhoramento, traduzido por um aumento da densidade relativa. Contudo, na zona 1, o que se verifica é precisamente o contrário. Dada a variabilidade do grau de adensamento dessa zona, quanto maior fosse o grau e quanto menor o espaçamento da malha utilizada, maior era a perturbação criada no solo e o solo tratado ficava mais solto. Ao contrário, quanto menor fosse o grau e quanto maior o espaçamento, menor era a perturbação e o solo não sofria alterações tão significativas. Face a isto não é de admirar que a malha 1 surge, de modo geral, como limite inferior e a malha 3, como limite superior da variação da densidade relativa nesta zona. A malha 2 apresenta um comportamento intermédio em relação às outras duas malhas.

A zona 2, sendo uma zona com características diferentes, apresenta outro tipo de comportamento em função das várias malhas utilizadas. Novamente e à semelhança do que acontecia na zona 1, o maior afastamento da malha 3 em relação à malha 2 traduz-se benéfico. Assim, pode concluir-se que a malha 1 encontra-se próxima de produzir resultados positivos, dado o grau de adensamento do solo. As malhas

2 e 3, uma vez que consistem em espaçamentos mais largos, não produzem nenhum outro resultado que não seja a descompactação do solo.

Finalmente, a zona 3, que consiste numa camada de solo menos compacta do que a anterior, apresenta um comportamento, também, diferente. Face ao tempo que o equipamento foi deixado no fundo a operar, acabou por resultar numa melhoria significativa da densidade relativa. Comparando os resultados obtidos nas Fig. 6.8 e Fig. 6.9 em que de uma figura para a outra, o tempo que o equipamento vibratório é deixado no fundo passa de 3 para 4 minutos, verifica-se que na última figura há um aumento claro da eficiência do tratamento.

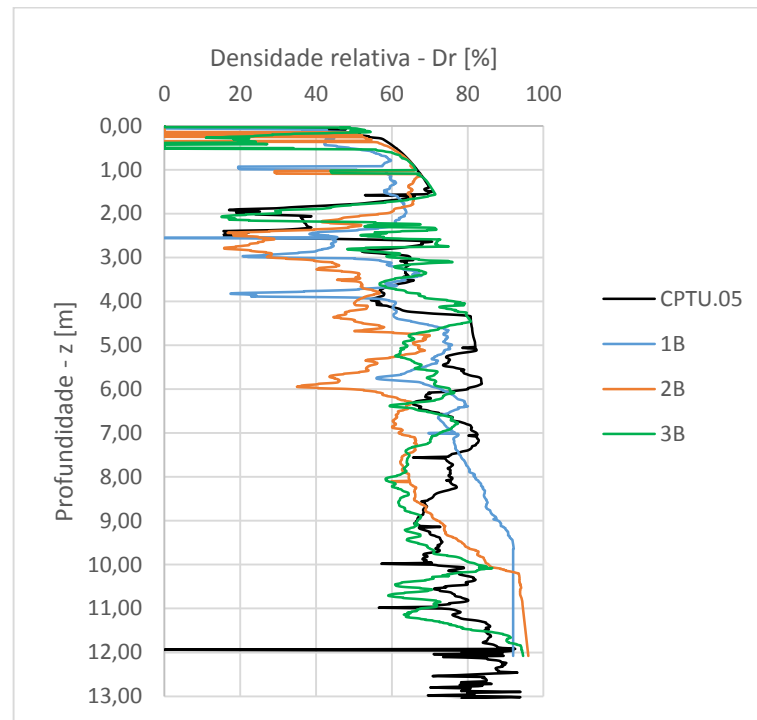


Fig. 6.9 – Comparação das densidades relativas das malhas 1, 2 e 3, realizados com o tempo de tratamento do “tipo B”

A análise à evolução da densidade relativa para o tempo de tratamento “do tipo B”, apresentada na Fig. 6.9 é bastante semelhante à da Fig. 6.8. Contudo, é de assinalar a influência benéfica que o aumento da velocidade de remoção do equipamento do terreno, para além do aumento do tempo de permanência no fundo, já referido. Uma vez que a velocidade de extração do equipamento é superior no tempo de tratamento do “tipo B” do que do “tipo A”, a perturbação gerada, sobretudo na zona 1, é inferior, pelo que malhas com espaçamentos inferiores apresentam melhores resultados.

Influência do tempo de tratamento

A influência do tempo de tratamento foi estudada comparando os resultados produzidos pelos ensaios do “tipo A” e do “tipo B”, em cada uma das malhas. Atendendo ao processo de execução de cada um dos tratamentos, foi analisada a influência do tempo de permanência do equipamento no fundo e da velocidade de extração do equipamento no solo.

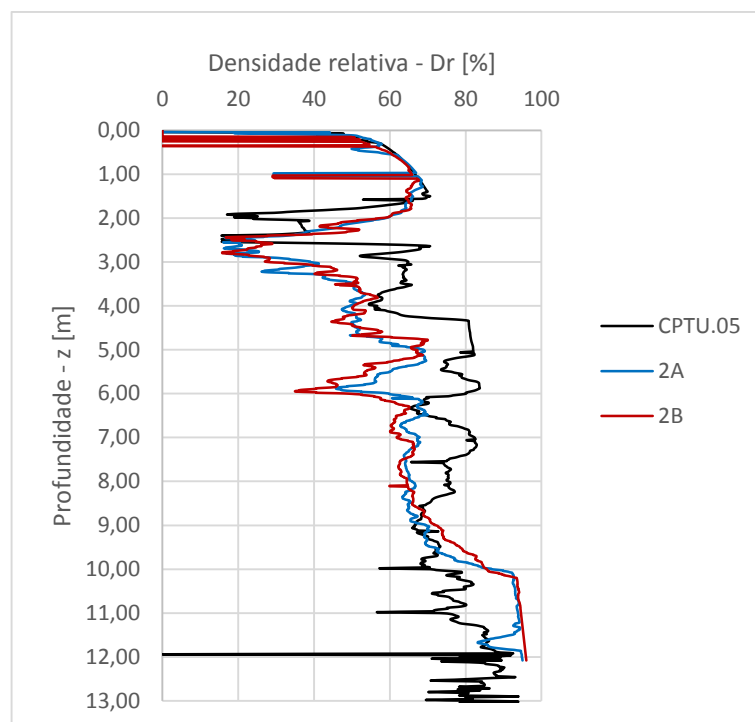


Fig. 6.10 – Comparação das densidades relativas dos tempos “tipo A” e “tipo B”, para a malha 2

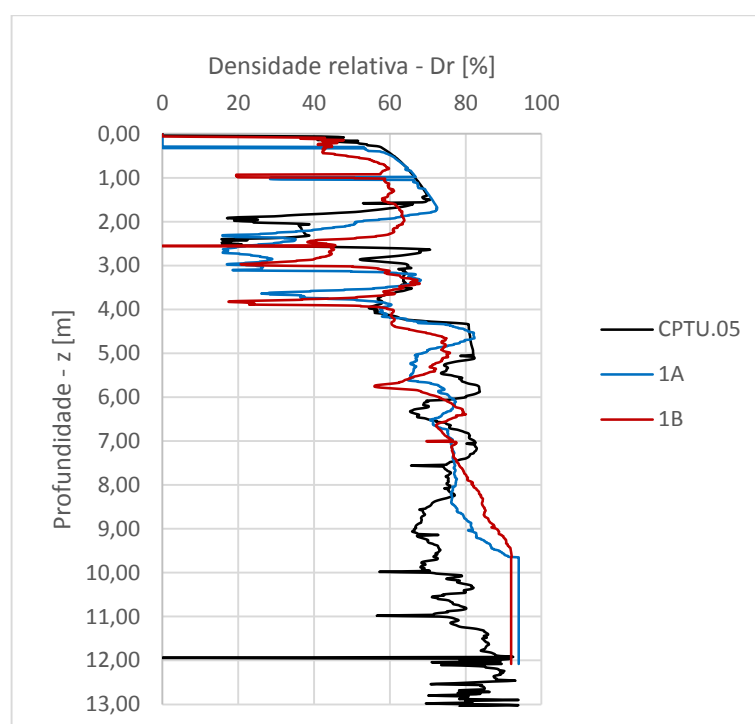


Fig. 6.11 – Comparação das densidades relativas dos tempos “tipo A” e “tipo B”, para a malha 1

Analisando a influência do tempo de permanência do equipamento no fundo, através da Fig. 6.10, parece verificar-se uma melhoria dos valores de densidade relativa quanto mais tempo o solo estiver exposto à ação vibratória. No caso deste estudo, por exemplo, como já foi dito, a diferença de 1 minuto no tempo

em que o equipamento permanece no fundo (aumento de 3 para 4 minutos, do tratamento do “tipo A” para o “tipo B”) revela-se pertinente, embora não possa ser sustentada pelo conjunto de blocos de ensaio 1A e 1B. Contudo, é possível prever uma tendência da evolução da densidade relativa crescente.

Relativamente à velocidade de extração do equipamento do solo, verifica-se que a diferença entre utilizar 30 s/m e 15 s/m é subtil, mas existe e dentro do que é esperado. Os resultados da zona 3 são escassos e, como tal, qualquer conclusão será deficiente, pelo que não se retirar conclusões. Na zona 2 existe uma tendência muito subtil para que a densidade relativa seja maior para o tempo de remoção maior. O mesmo acontece na zona 1, mas com diferenças mais significativas, na ordem dos 10%.

Para além destes dois tempos de tratamento, foram ainda realizados outros ensaios com outros tempos: 60 s/m e 120 s/m, dos quais não se possui dados numéricos. No entanto, a sua execução permitiu concluir que o benefício da velocidade de remoção do equipamento superiores 85 s/m é relativamente baixo (Rosa *et. al*, 2013). Esta constatação é coerente com o que foi apresentado no ponto 3.5.5 acerca dos estudos conduzidos por Neely (1991).

6.2.1.3. Tratamento dos dados

Por forma a proceder a uma análise mais objetiva dos resultados obtidos, nomeadamente a influência que a fração fina do solo desempenham no tratamento, procedeu-se a um tratamento estatístico dos dados. Os logs dos ensaios CPT, realizados em cada bloco de ensaio, dispondo de leituras de 1 em 1cm, foram organizados em camadas de 5cm. Com esta organização procurou-se uniformizar os resultados das leituras através do cálculo da média da densidade relativa (antes e depois do tratamento) e percentagem de finos e, com isso, despistar eventuais leituras anómalas que pudessem ter sido registadas e deturparem as conclusões. Dado o espectro de valores médios de que se dispôs, após esta organização, os dados foram separados por intervalos. Os valores da densidade relativa foram organizados em intervalos de 0 a 60%, valores correspondentes a solos com potencial para serem tratados (muito soltos a medianamente compactos), e de 60 a 100%, valores correspondentes a solos sem grande potencial para serem tratados (compactos a muito compactos). Os valores da percentagem de finos foram organizados em intervalos de 0 a 5%, valores correspondentes a areias com comportamentos idêntico ao de areias limpas, e de mais de 5%, valores correspondentes a areias com comportamento influenciável pelos finos. Os dados relativos ao primeiros dois metros dos ensaios e da profundidade 12m em diante não foram considerados. Isto decorre do facto do tratamento por vibroflutuação não conduzir à melhoria do solo nos primeiros metros, motivo pelo qual tem de ser complementado com campanhas de compactação superficial, e pelo facto de ter sido apenas conduzido até aos 12m.

Esta organização levou a que os dados de cada bloco de ensaio fossem organizados em quatro grupos: percentagem de finos e densidade relativa inferior a 5% e 60% respetivamente (grupo 1), percentagem de finos inferior a 5% e densidade relativa superior a 60% (grupo 2), percentagem de finos superior a 5% e densidade relativa inferior a 60% (grupo 3) e percentagem de finos e densidade relativa superior a 5% e 60% respetivamente (grupo 4). Uma vez organizados os dados, foi calculado o índice de melhoramento para cada camada, de acordo com o que foi apresentado no ponto 6.1, e posteriormente o valor médio para cada grupo em cada bloco de ensaio (ver Tabela 8).

Tabela 8 – Valores médios de I_M para cada grupo em cada bloco de ensaio

	1A	1B	2A	2B	3A	3B
Grupo 1	1,87	1,84	1,32	1,31	1,15	1,16
Grupo 2	1,04	1,06	0,89	0,88	0,81	0,81
Grupo 3	0,86	0,95	0,80	0,86	0,87	0,79
Grupo 4	0,97	1,03	0,88	0,94	0,95	0,92

Face aos resultados apresentados na tabela anterior verifica-se que a evolução dos valores médios de grupo para grupo estão de acordo com o que seria de esperar, salvo algumas exceções. Tal como foi dito, elevadas percentagens de finos influenciam o tratamento, ou seja, quanto maior for a percentagem de finos verificada no solo, menor será o índice de tratamento. Da mesma forma que, à medida que a compacidade do solo for maior, o índice de melhoramento será menor. Veja-se o exemplo do bloco de ensaio 1A. Apesar de para o mesmo intervalo de densidades relativas, o valor de I_M reduz em função do aumento dos finos (de 1.87 e 1.04 para 0.86 e 0.97), para o mesmo intervalo de finos, ao aumentar a densidade relativa, isso não acontece. Para o intervalo de finos de 0 a 5% verifica-se um decréscimo do índice de melhoramento (de 1.87 para 1.04). Contudo, para o intervalo de mais de 5% de finos verifica-se um aumento (de 0.86 para 0.97). Na origem destes resultados podem estar os intervalos relativamente largos, impostos pelo conjunto de dados reduzido, e que podem conduzir a conclusões imprecisas ou o número de resultados (eventos) ser pouco significativo dando origem a uma grande dispersão.

Com o intuito de avaliar estas questões procedeu-se a um tratamento estatístico dos dados, através do qual é possível enquadrar os valores médios obtidos mediante o cálculo do desvio padrão e o número de eventos a que lhes dão origem. Na Tabela 9, Tabela 10, Tabela 11 e Tabela 12 apresentam-se os valores médios de I_M , desvio padrão e número de eventos calculados e verificados em cada grupo para cada bloco.

Retome-se o exemplo do bloco de ensaio 1A. Para o mesmo intervalo de densidades relativas (grupo 1 e grupo 2) foi visto que a evolução do índice de melhoramento calculado era coerente. Os números de eventos que dão origem aos valores apresentados são muito diferentes (10 e 123) e, portanto, conduzem a desvios padrão diferentes. O desvio padrão do grupo 1 é aproximadamente o dobro do desvio padrão do grupo 2. A diferença deste valor e do número de eventos poderia levar a concluir que os resultados do grupo 1 não se encontram devidamente sustentados. Não deixando de ser verdade, além dos valores médios do índice de melhoramento diferirem muito significativamente um do outro, a sua evolução, não só entre o bloco de ensaio 1A, mas também enquadrados nos restantes, encontram-se de acordo com o que era expectável para uma malha deste género. No entanto, é da evolução do índice de melhoramento do grupo 3 para o 4 que o valor anómalo surge. Note-se, através das respetivas tabelas, que os números de eventos de cada grupo são substancialmente superiores aos anteriores, mas um apresenta, aproximadamente, triplo dos eventos do outro (14 e 55). Deste facto decorre que o desvio padrão calculado num caso e noutro seja diferente, cerca de duas vezes superior, quando o número de eventos é mais baixo. Ou seja, como a dispersão associada ao valor médio calculado no grupo 3 é superior, reforçado com um menor número de eventos, não é possível tomar como válida a conclusão de que o tratamento, para o mesmo intervalo de percentagem de finos, seja mais eficaz com uma maior densidade relativa, até porque não corresponde à evolução esperada. O tratamento por vibroflutuação perde eficiência com o aumento da densidade relativa. Na Fig. 6.12 apresenta-se a distribuição normal dos dados do grupo 3 e 4, onde é evidente aquilo que acaba de ser retratado sobre a influência do desvio

padrão e do número de eventos. Na figura, sobre a distribuição normal, estão assinaladas as áreas que dizem respeito a aproximadamente 68% dos eventos verificados, correspondentes à variação de um desvio padrão em relação à média. Como o desvio padrão no grupo 3 é maior do que no grupo 4, a área correspondente a 68% dos eventos verificados é maior, pelo que a traduz uma maior dispersão. A dispersão também pode ser avaliada graficamente pela curva que será tão mais pronunciada quanto menor for a dispersão.

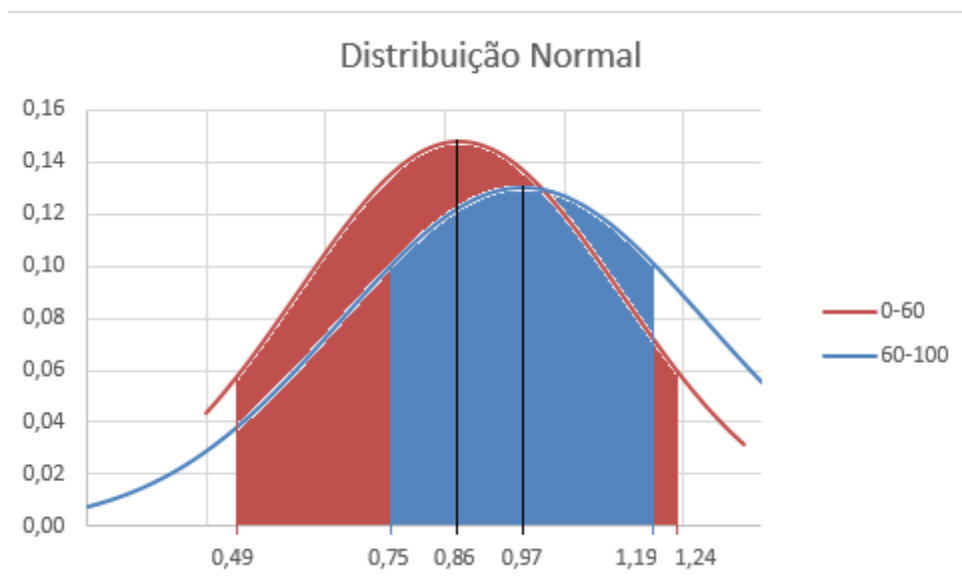


Fig. 6.12 – Comparação das curvas de Gauss do grupo 3 e 4 para o bloco de ensaio 1A*

* – as curvas apresentadas encontram-se ampliadas 10x para facilitar a sua visualização.

Para além das comparações que se podem estabelecer, a partir da Tabela 8, na vertical (entre os grupos 1 e 2, 3 e 4, 1 e 3 e 2 e 4), também é possível estabelecer comparações na horizontal, comparando a influência das malhas. A problemática da evolução dos valores que é possível identificar nessa tabela prende-se com aquilo que já foi explicado no exemplo do bloco de ensaio 1A, falta de eventos suficientes que sustentem os resultados. Sobre esta problemática é possível, contudo, olhar para os resultados do grupo 2, uma vez que todos os blocos de ensaio apresentam um número de eventos superior à centena. Veja-se a evolução dentro dos blocos de ensaio com a mesma malha que praticamente não sofrem alteração pelo facto de serem tratados com tempos diferentes. Daqui é possível concluir que com o procedimento dos dois tempos de tratamento utilizados não se verifica uma variação dos resultados conseguidos. Ambos produzem resultados semelhantes. Ainda sobre a leitura horizontal da tabela, veja-se a influência que os vários espaçamentos têm no tratamento. São claros os resultados cada vez piores, sobre o índice de melhoramento, à medida que o espaçamento da malha vai aumentando.

Tabela 9 – Média, desvio padrão e nº de eventos para camadas de solo do grupo 1

	1A	1B	2A	2B	3A	3B
Média	1,87	1,84	1,32	1,31	1,15	1,16
Desvio Padrão	0,30	0,29	0,27	0,23	0,46	0,55
Nº eventos	10	10	10	10	10	10

Tabela 10 – Média, desvio padrão e nº de eventos para camadas de solo do grupo 2

	1A	1B	2A	2B	3A	3B
Média	1,04	1,06	0,89	0,88	0,81	0,81
Desvio Padrão	0,14	0,17	0,15	0,18	0,11	0,10
Nº eventos	123	123	123	123	123	123

Tabela 11 – Média, desvio padrão e nº de eventos para camadas de solo do grupo 3

	1A	1B	2A	2B	3A	3B
Média	0,86	0,95	0,80	0,86	0,87	0,79
Desvio Padrão	0,37	0,49	0,32	0,32	0,23	0,27
Nº eventos	14	14	14	14	14	14

Tabela 12 – Média, desvio padrão e nº de eventos para camadas de solo do grupo 4

	1A	1B	2A	2B	3A	3B
Média	0,97	1,03	0,88	0,94	0,79	0,80
Desvio Padrão	0,22	0,20	0,30	0,29	0,11	0,10
Nº eventos	55	55	55	55	55	55

Em suma, a partir dos dados e discussão apresentados é possível concluir que o tratamento por vibroflutuação:

- em areias soltas a medianamente compactas (densidade relativa inferior a 60%) é eficaz, principalmente se se tratarem de areias limpas;
- em areias compactas ou muito compactas (densidade relativa superior a 60%) não é eficaz, independentemente de se tratarem de uma areias limpas ou não. Tratar solos nestas condições só irá conduzir à sua descompactação, revelando-se o tratamento em puras perdas. Em alternativa é possível aumentar o tempo de tratamento nestas zonas o que implica um aumento significativo do tempo global de tratamento e consequentemente dos custos envolvidos;
- é influenciado pela percentagem de finos que se encontrar na areia tratada. Do conjunto de camadas arenosas estudadas, com uma densidade relativa inicial inferior a 60% e salvo todas as contingências referidas ao longo deste ponto, verificou-se uma redução do índice de melhoramento de cerca 30%.

6.2.2. ENSAIO SPT

Tal como foi apresentado no capítulo 5, para além do conjunto de ensaios CPT, também foram conduzidos um conjunto de ensaios SPT. A caracterização do solo, resultante das amostras remexidas recolhidas dos furos de sondagem foi apresentada nesse mesmo capítulo e, agora, apresenta-se o tratamento de dados.

Na Tabela 13 encontram-se o número de pancadas, N_{SPT} , registadas durante os ensaios antes e depois do tratamento.

Tabela 13 – Número de pancadas N_{SPT} antes e depois do tratamento

Profundidade [m]	Antes			Depois			
	0	1A	1B	2A	2B	3A	3B
1,00	38	10	12	7	8	14	16
2,00	31	3	7	4	3	2	0
3,00	10	10	10	3	14	3	3
4,00	6	11	13	14	10	12	11
5,00	15	14	13	12	16	7	6
6,00	28	19	15	15	14	9	10
7,00	17	16	16	16	16	10	9
8,00	14	23	12	14	14	7	10
9,00	18	39	18	16	20	10	14
10,00	22	38	50	31	38	16	19
11,00	24	25	41	18	24	17	24
12,00	28	30	37	20	34	30	32

Normalizando e corrigindo o número de pancadas registadas, o número de pancadas $(N_1)_{60}$, para cada ensaio, a cada profundidade, é apresentado na Tabela 14. Para a correção do número de pancadas foram atendidos os fatores de correção relacionados com a energia (assumido valor 60), comprimento das varas, diâmetro do furo de sondagem e de normalização do resultado.

Tabela 14 – Número de pancadas ($(N_1)_{60}$) antes e depois do tratamento

Profundidade [m]	Antes			Depois			
	0	1A	1B	2A	2B	3A	3B
1,00	57	15	18	11	12	21	24
2,00	37	4	8	5	4	2	0
3,00	10	10	10	3	14	3	3
4,00	5	10	12	13	9	11	10
5,00	15	14	13	12	16	7	6
6,00	26	17	14	14	13	8	9
7,00	17	16	16	16	16	10	9
8,00	13	21	11	13	13	6	9
9,00	16	35	16	14	18	9	12
10,00	19	32	43	26	32	14	16
11,00	21	22	36	16	21	15	21
12,00	23	25	31	17	28	25	27

Uma vez obtidos os valores de $(N_1)_{60}$, adotou-se a formulação proposta pelo Eurocódigo 7 – Parte 2 (1997) para a determinação da densidade relativa (equação 4.8). Os valores da densidade relativa calculados através desta formulação são apresentados na Tabela 15.

Tabela 15 – Valores da densidade relativa para ensaios SPT (EC7 – Parte 2, 1997)

Profundidade [m]	Antes			Depois			
	0	1A	1B	2A	2B	3A	3B
1,00	97	50	55	42	45	59	63
2,00	79	25	37	28	25	20	0
3,00	40	40	40	22	48	22	22
4,00	30	41	44	46	39	43	41
5,00	49	48	46	44	51	34	31
6,00	65	54	48	48	46	37	39
7,00	52	51	51	51	51	40	38
8,00	46	60	43	46	46	33	39
9,00	52	76	52	49	54	38	46
10,00	56	74	84	66	74	48	52
11,00	59	60	77	51	59	50	59
12,00	63	65	72	53	69	65	67

Para aferir se os resultados dos ensaios SPT encontram-se próximos dos ensaios CPT, compararam-se os valores que foram obtidos por um e outro ensaio. A título de exemplo, na Fig. 6.13 está representada, graficamente, a evolução da densidade relativa em profundidade de ambos os ensaios nos casos dos blocos 2B e 3A.

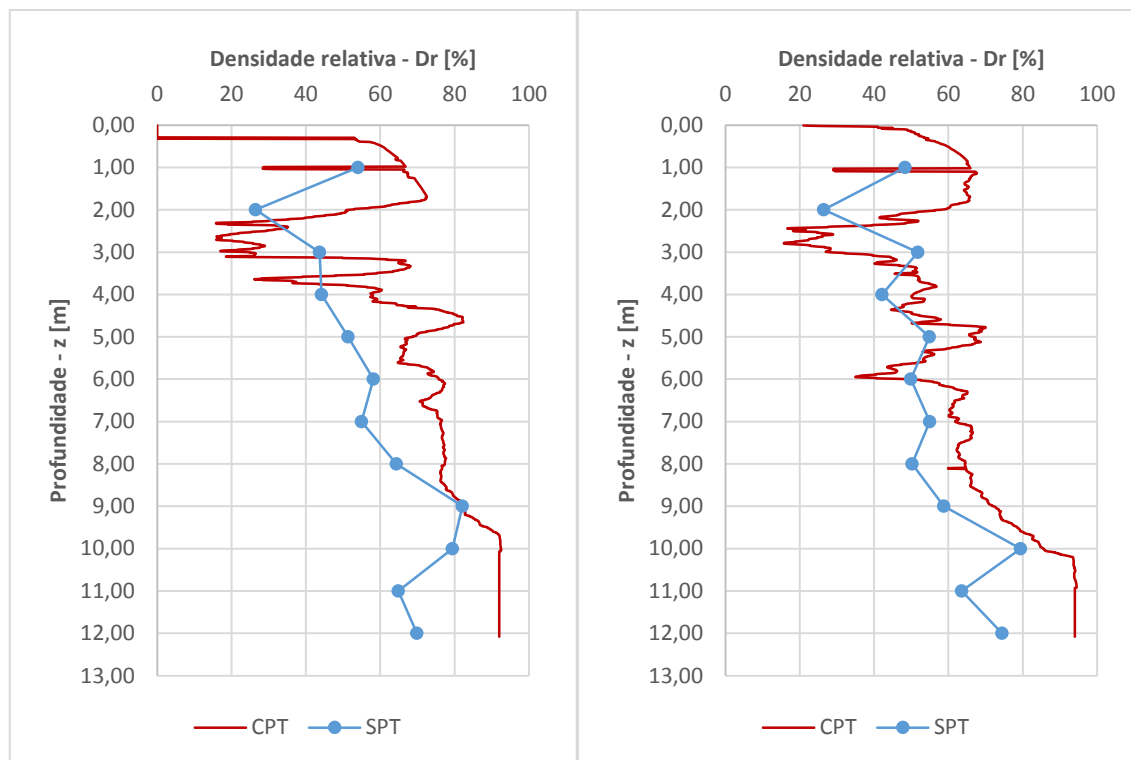


Fig. 6.13 – Comparação da densidade relativa através dos ensaios CPT e SPT para os blocos de ensaio 1A e 2B, respetivamente

Traduzindo os dados apresentados na última tabela através de representações gráficas e analisando-as é clara a não convergência dos valores da densidade relativa, resultantes dos ensaios SPT e CPT, estes últimos analisados e tratados no ponto anterior. Na Fig. 6.13 apresenta-se, a título de exemplo, a comparação dos valores obtidos para os blocos de ensaio 1A e 2B. Embora alguns pontos sejam convergentes e seguir a tendência do ensaio CPT, a maior parte é muito desfasada e com diferenças significativas na ordem dos 20, 30% ou mais. Não dispondo de dados que o comprovem, a não convergência pode dever-se a um fluxo de água, no sentido ascendente, do exterior para o interior do tubo de encamisamento onde se desenvolve o ensaio SPT e que alivia o fundo do furo. Este fenómeno pode ser minimizado, adotando alguns cuidados durante a execução dos ensaios SPT, entre os quais a utilização de uma limpadeira, após furação, para remover o solo que se encontrar solto no fundo do furo ou então, como neste caso, proceder à furação à *rotary*. Ao executar a furação à *rotary*, não só é aplicado um momento ao equipamento que procede à furação, como também exerce uma pressão no fundo do furo. Esta pressão impede o fluxo de água do exterior do tubo de encamisamento para o interior, impedindo o alívio. Como foi dito, não se dispõe de dados objetivos para aferir se a não convergência está ou não associada ao fluxo, pelo que é apenas uma possibilidade, ainda que a furação tenha sido executada à *rotary*.

Uma eventual evidência deste desfasamento, gerado pelo fluxo, é o crescimento do número de pancadas em cada fase do ensaio SPT. As normas internacionais EN ISO 22476-3:2001 e ASTM D6066 – 11, por defeito, consideram a necessidade de fazer as leituras diferenciadas ao longo da segunda fase do ensaio (1ª 15cm – 15 a 30cm e 2ª 15cm – 30 a 45cm), e que por defeito é assim prática corrente. Em casos, porém, em que o diferencial das duas fases é muito variável, pode tal dever-se a alívio de fundo do pré-furo (muito corrente em solos arenosos sub-aquáticos e em pré-furos mais modernos superiores a 100mm). Tal pode conduzir à hipótese de a primeira parte da segunda fase (15 a 30cm) ainda estar sob

esse alívio – ou seja, o material nesse nível ainda estar aliviado pelo levantamento parcial da base do pré-furo, como se constata no registo da Tabela 16 – pelo que se admitirá um exercício paramétrico de considerar o valor do cálculo do N_{SPT} o que foi registado da segunda parte da segunda fase multiplicado por 2. Assim, considerou-se, por hipótese, esta última resistência à penetração mais próxima da realidade do maciço "in situ". Na maior parte dos registos, a razão do número de pancadas entre troços de 15cm sequentes é, aproximadamente, uma vez e meia a duas vezes. Na Tabela 16 é dado o exemplo do bloco de ensaio 2B que traduz o que foi acabado de ser retratado.

Tabela 16 – Número de pancadas registadas em cada 15cm do bloco de ensaio 2B

Profundidade [m]	1º 15cm	2º 15cm	3º 15cm
1,00	2	2	6
2,00	1	1	2
3,00	5	6	8
4,00	2	4	6
5,00	4	6	10
6,00	3	5	9
7,00	3	7	9
8,00	6	6	8
9,00	7	9	11
10,00	12	14	24
11,00	7	11	13
12,00	14	14	20

Os novos números de pancadas antes e depois do tratamento, N_{SPT} , para cada bloco de ensaio, para efeitos do estudo paramétrico são apresentados na Tabela 17.

Tabela 17 – Novos números de pancadas N_{SPT} antes e depois do tratamento

Profundidade [m]	Antes	Depois					
	0	1A	1B	2A	2B	3A	3B
1,00	42	12	14	8	12	14	16
2,00	36	4	8	6	4	2	0
3,00	12	12	12	4	16	4	4
4,00	6	12	14	18	12	12	12
5,00	16	16	14	14	20	8	8
6,00	30	20	16	16	18	10	12
7,00	20	18	20	18	18	12	10
8,00	16	28	12	16	16	8	12
9,00	20	42	18	18	22	12	16
10,00	24	46	60	32	48	18	20
11,00	26	30	48	20	26	18	28
12,00	30	32	42	22	40	32	34

Corrigidos e normalizados o número de pancadas apresentados, através da formulação proposta por Eurocódigo 7 – Parte 2 (1997), os novos valores da densidade relativa apresentam-se na Tabela 18.

Tabela 18 – Novos valores da densidade relativa para ensaios SPT

Profundidade [m]	Antes			Depois			
	0	1A	1B	2A	2B	3A	3B
1,00	102	55	59	45	55	59	63
2,00	85	28	40	35	28	20	0
3,00	44	44	44	26	51	26	26
4,00	30	43	46	52	43	43	43
5,00	51	51	48	48	57	36	36
6,00	68	55	49	49	52	39	43
7,00	57	54	57	54	54	44	40
8,00	50	66	43	50	50	35	43
9,00	54	79	52	52	57	42	49
10,00	58	81	92	67	83	51	53
11,00	61	66	83	54	61	51	64
12,00	65	67	77	55	75	67	69

Comparando os valores de densidade relativa, inicialmente determinados (Tabela 15), com os que acabam de ser apresentados (Tabela 18), verificam-se as seguintes diferenças relativas:

$$\Delta D_r = \frac{D_{r,1} - D_{r,2}}{D_{r,2}} \quad (6.2)$$

onde,

$D_{r,1}$ – densidade relativa da Tabela 18 [%]

$D_{r,2}$ – densidade relativa da Tabela 15 [%]

Tabela 19 – Diferença entre as densidades relativas, ΔD_r

Profundidade [m]	Antes	Depois					
	0	1A	1B	2A	2B	3A	3B
1,00	5%	5%	4%	3%	10%	0%	0%
2,00	6%	4%	3%	6%	4%	0%	0%
3,00	4%	4%	4%	3%	3%	3%	3%
4,00	0%	2%	2%	6%	4%	0%	2%
5,00	2%	3%	2%	4%	6%	2%	5%
6,00	2%	1%	2%	2%	6%	2%	4%
7,00	4%	3%	6%	3%	3%	4%	2%
8,00	3%	6%	0%	3%	3%	2%	4%
9,00	3%	3%	0%	3%	3%	4%	3%
10,00	2%	7%	8%	1%	9%	3%	1%
11,00	2%	6%	6%	3%	2%	1%	5%
12,00	2%	2%	5%	3%	6%	2%	2%

Da análise comparativa, apresentada na Tabela 19, conclui-se que as diferenças entre a situação real e a hipotética são pouco significativas, mas ambas continuam bastante diferentes dos resultados dos ensaios CPT. Do cenário hipotético considerado, através dos dados apresentados, apesar de poder representar melhor o solo atravessado, continua a não ser suficiente.

Veja-se os gráficos apresentados nas Fig. 6.14, Fig. 6.15, Fig. 6.16 e Fig. 6.17 que corroboram a ideia apresentada sobre a inadequabilidade dos ensaios SPT. Nestas figuras apresentam-se as bandas de ganho e perda pós-tratamento, resultantes da variação da densidade relativa depois-antes, e que tornam a percepção dos resultados apresentados na Tabela 19 mais fácil. Os blocos de ensaio retratados nas figuras são o 1A e 2B. Assinalam-se a verde e a vermelho as zonas que experimentaram compactação e descompactação respetivamente.

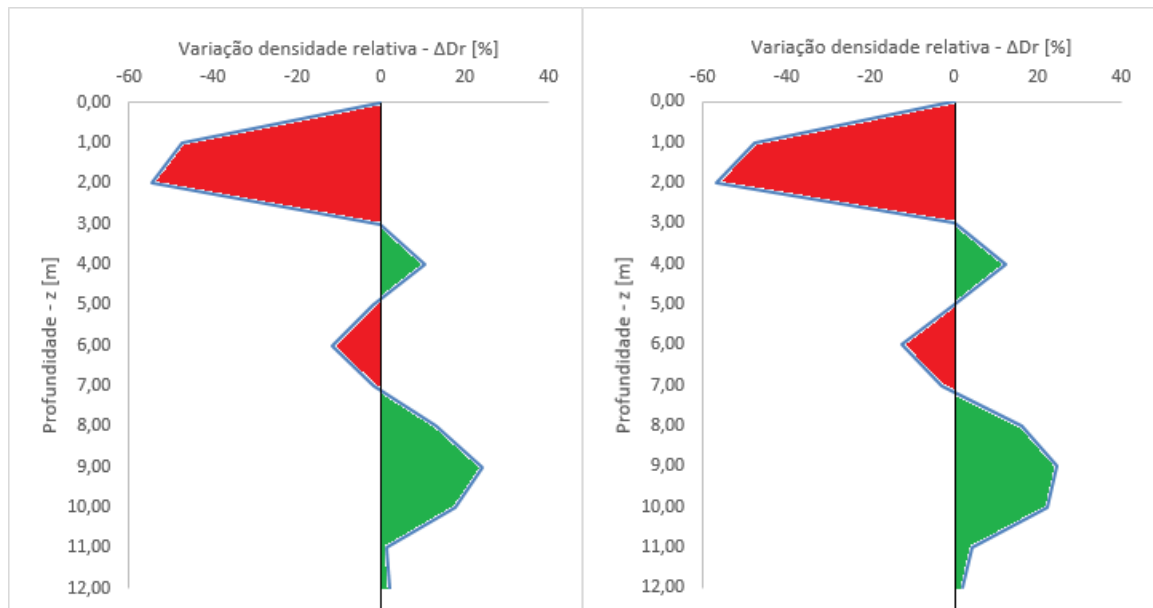


Fig. 6.14 – Bandas de ganho e perda da densidade relativa, pós-tratamento, resultados do ensaio SPT (à esquerda) e do estudo paramétrico (à direita), para o bloco de ensaio 1A

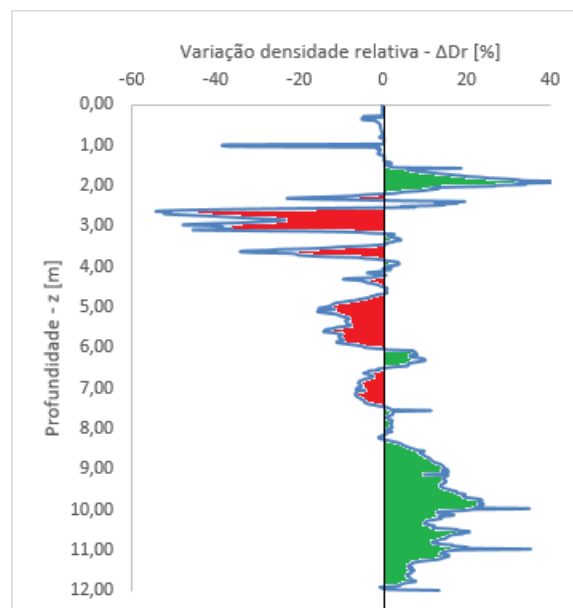


Fig. 6.15 – Bandas de ganho e perda da densidade relativa, pós-tratamento, resultados do ensaio CPT, para o bloco de ensaio 1A

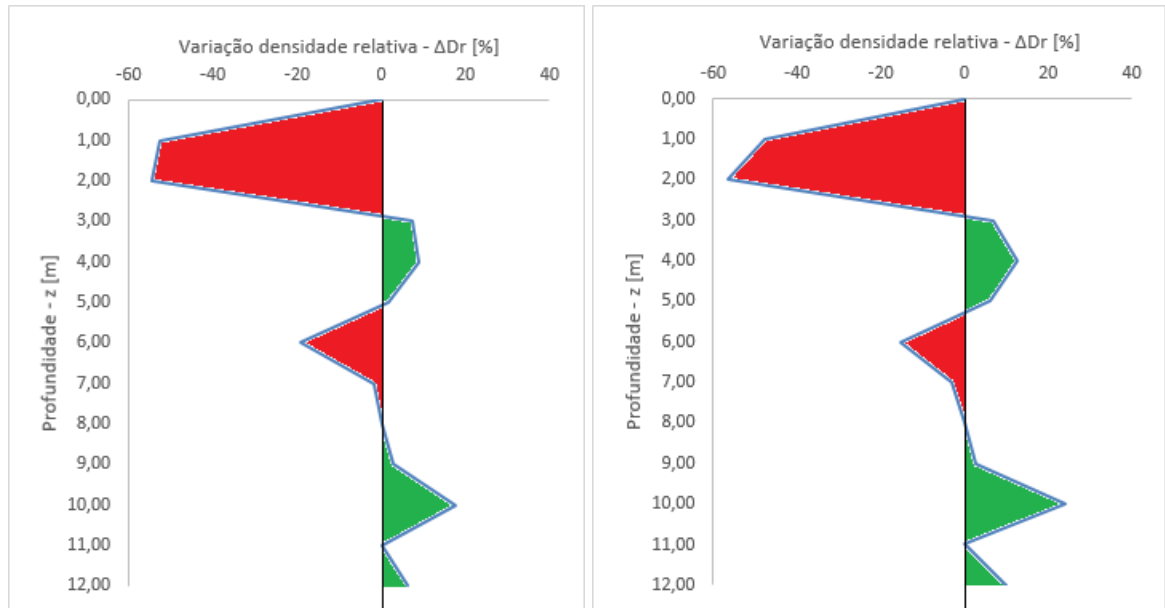


Fig. 6.16 – Bandas de ganho e perda da densidade relativa, pós-tratamento, resultados do ensaio SPT (à esquerda) e do estudo paramétrico (à direita), para o bloco de ensaio 2B

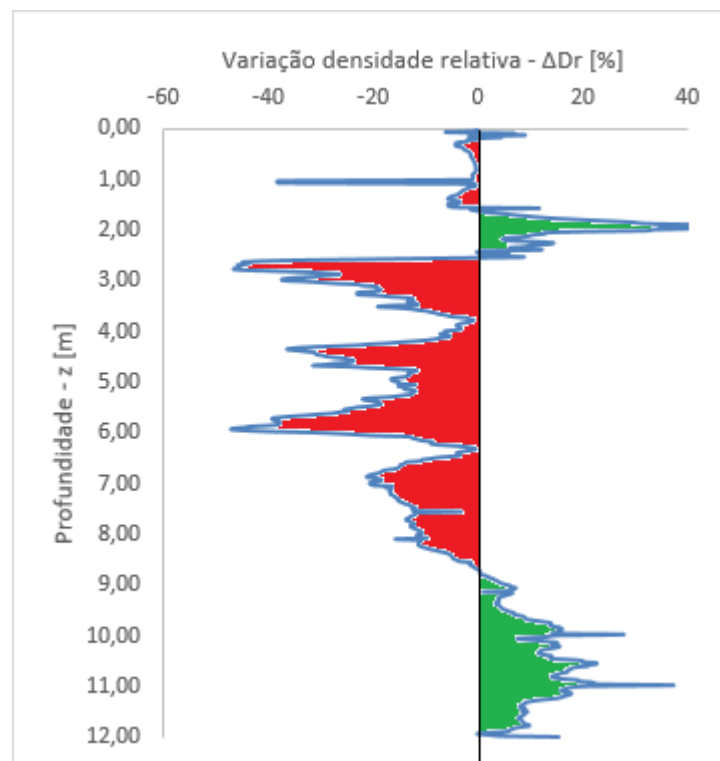


Fig. 6.17 – Bandas de ganho e perda da densidade relativa, pós-tratamento, resultados do ensaio CPT, para o bloco de ensaio 2B

Face aos resultados apresentados nas figuras é perceptível a análise bastante grosseira e, por vezes, errada que resulta dos dados SPT em relação aos do CPT. Tomando o exemplo do bloco de ensaio 2B (Fig. 6.16 e Fig. 6.17):

- dos 0 aos 9m, o ensaio SPT dá o resultado do tratamento como sendo negativo, salvo dos 3 aos 5m, onde dá como positivo. Apesar do ensaio CPT, globalmente, também identificar neste troço um resultado desfavorável em relação ao estado inicial do solo, a evolução da banda de de tratamento, em profundidade, é diferentes nos dois ensaios. Enquanto que no SPT verifica-se uma maior descompactação na camada superficial, no ensaio CPT é na camada inferior onde ocorre este resultado negativo. Mais, pese embora os dois ensaios identificarem uma evolução positiva, estas ocorrem para profundidades diferentes. Inclusive, o pico da banda de descompactação do ensaio SPT corresponde, em profundidade, ao pico da banda de compactação do ensaio CPT;
- dos 9m em diante, em ambos os ensaios, o resultado do tratamento é dado como positivo. Aqui, mais uma vez, a sensibilidade de um ensaio em relação ao outro é diferente, mas tendencialmente convergente, ao contrário das camadas acima desta.

Desta forma e assumindo que o tratamento dos resultados dos ensaios CPT, à luz da abordagem unificada, como tem uma fundamentação teórica muito mais sustentada (função dos parâmetros que mede) do que os ensaios SPT, que corresponde, apenas, à medição do número de pancadas para penetração do solo e que depende ainda de vários fatores de correção (alguns bastante subjetivos), traduzem o estado real do solo de modo muito mais aproximado do que o ensaio SPT.

6.3. CASO DE ESTUDO: PORTO DE LA GUAIRA

6.3.1. ENSAIO CPT

6.3.1.1. Caracterização

Após a construção do aterro hidráulico foram conduzidos oito ensaios CPT, antes e depois do tratamento por vibroflutuação (num total de dezasseis ensaios), correspondentes ao número de blocos de ensaio (ver ponto 5.3.3) a ensaiar.

Face ao número de ensaios de que se dispõe para caracterizar o estado inicial do solo tratado, na Fig. 6.18, Fig. 6.19 e Fig. 6.20 apresentam-se a caracterização geral, resultante da interpretação de cada um dos blocos, e os valores médios da densidade relativa e percentagem de finos, em profundidade para enquadramento da situação global encontrada. Posteriormente, esses mesmos dados médios citadas não serão utilizados para efeitos do tratamento de dados, uma vez que, ao contrário dos dados da Ria de Aveiro, cada bloco de ensaio dispõe de ensaios antes do tratamento e não apenas um que caracterize tudo.

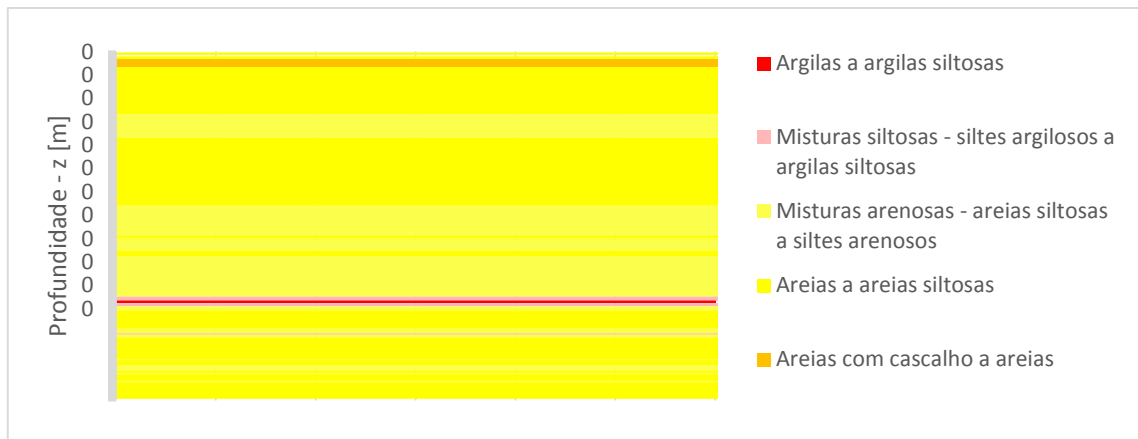


Fig. 6.18 - Classificação de solos com base em ensaios CPT

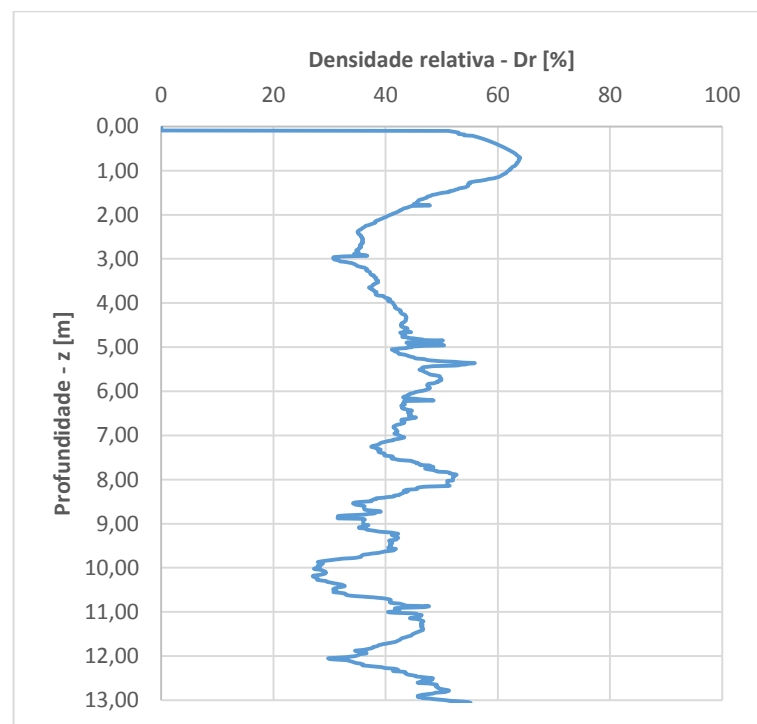


Fig. 6.19 – Evolução da densidade relativa média (equação 4.22)

Sabendo que durante a construção do aterro hidráulico no Porto de La Guaira foram utilizados os métodos de descarga *rainbowing* e *free flow*, comparando os valores expectáveis (apresentados na Tabela 1) com os que foram estimados *in situ* (ver Fig. 6.19), verifica-se um conjunto de valores *in situ* de acordo com o que seria de esperar. Recuperando os valores apresentados na Tabela 1, eram expectáveis valores de densidade relativa na ordem dos 40 a 60%. Analisando a Fig. 6.19 verifica-se que, até o leito do mar ser atingido (variável entre os 9 e 10m), os valores de densidade relativa não variam muito e andam na ordem dos 40%. As cotas a que o leito do mar se encontra foram determinadas com recurso a um estudo de batimetria.

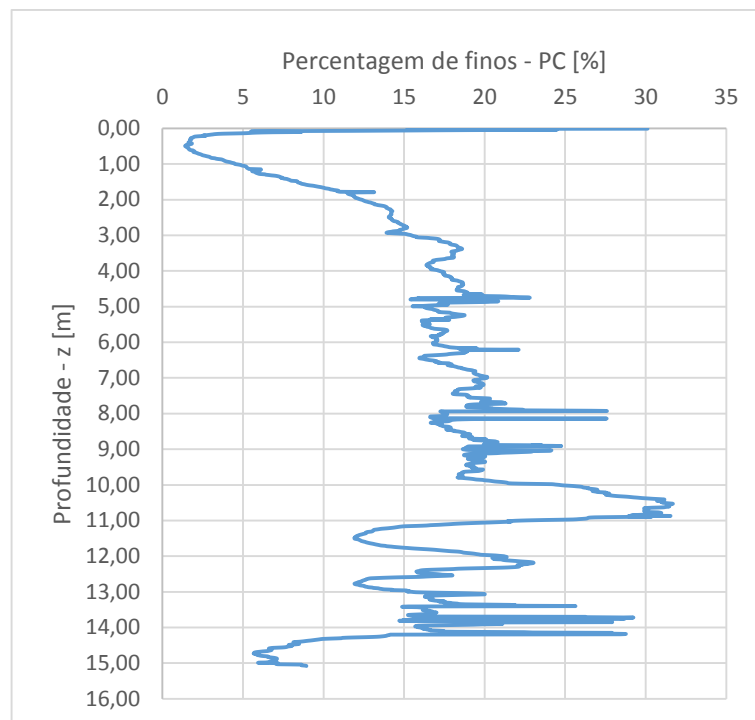


Fig. 6.20 – Estimativa da percentagem média de finos

No seguimento do que foi dito, através da Fig. 6.20 verifica-se, a partir dos 9 a 10m de profundidade, o aumento significativo da percentagem finos entende-se normal. O material que costuma encontrar-se no leito do mar é substancialmente mais fino, pelo que esta camada tendo sido intercetada pela campanha de prospeção geotécnica é facilmente identificável. Veja-se a evolução da percentagem de finos ao longo da coluna de solo acima do leito do mar. Apesar de apresentar valores muito elevados, são compatíveis com os limites habitualmente estipulados para o conjunto de solos suscetíveis de serem tratados por vibroflutuação.

6.3.1.2. Análise dos resultados

Tal como foi dito no ponto anterior, os resultados dos ensaios não tiveram por base a caracterização media apresentada. Uma vez que se dispunha de um ensaio para cada bloco de ensaio que caracterizasse o estado inicial desse mesmo bloco, as comparações foram realizadas em relação ao estado inicial de cada um.

Assim, para a análise da influência da malha e do tempo de tratamento, contruíram-se gráficos diferentes dos apresentados para o caso de estudo da Ria de Aveiro. Cada bloco de ensaio foi analisado através da diferença entre a densidade relativa antes e após o tratamento. Desta forma a análise de cada bloco encontra-se desde logo enquadrada com o seu estado inicial. A diferença positiva corresponde a um aumento de densidade relativa após o tratamento e vice-versa.

Influência da malha de tratamento

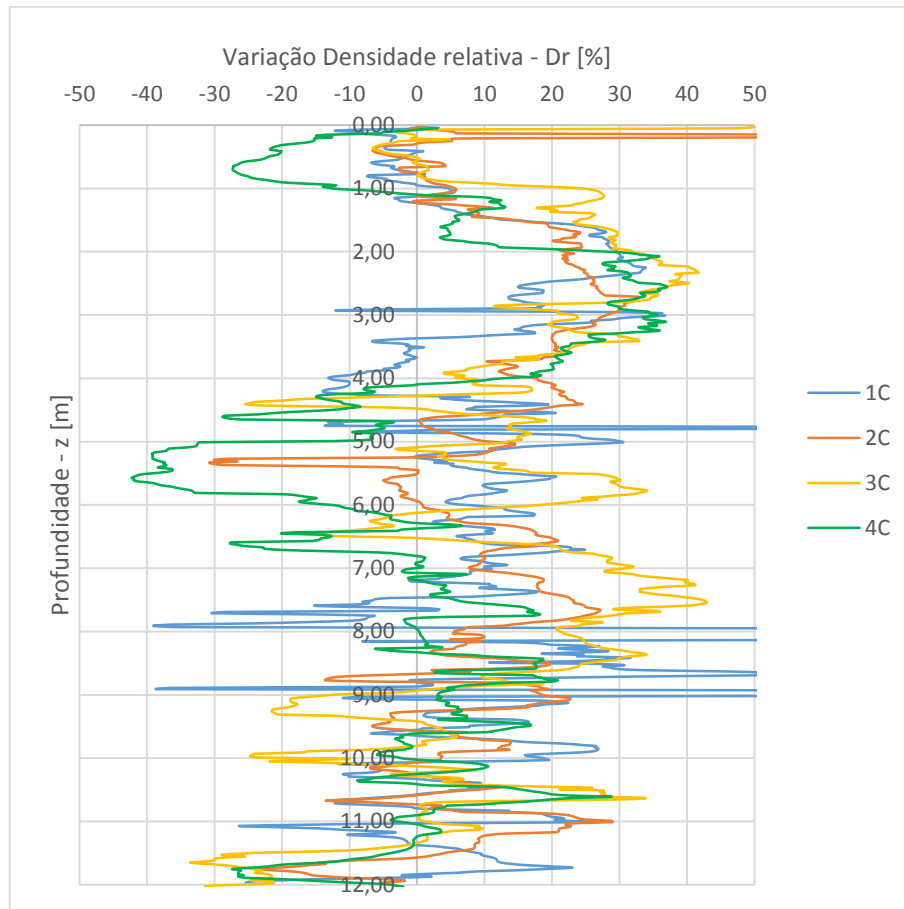


Fig. 6.21 – Comparação dos diferenciais de densidade relativa das malhas 1, 2, 3 e 4 realizados com o tempo de tratamento do “tipo C”

Na Fig. 6.21 apresenta-se a comparação dos diferenciais de densidade relativa das malhas 1,5, 2, 2,5 e 3m realizados com o tempo de tratamento do “tipo C”. Correspondendo as malhas 1, 2, 3 e 4 a espaçamentos crescentes verifica-se, de um modo geral, a menor influência que cada um vai tendo, respetivamente. Contudo, as malhas 2 e 3 parecem conduzir a uma ação de tratamento mais constante e, em algumas camadas, mais eficaz dos que as outras. A malha 1 apresenta oscilações entre a produção de resultados favoráveis com desfavoráveis. Por fim, a malha 4 é a que produz piores resultados.

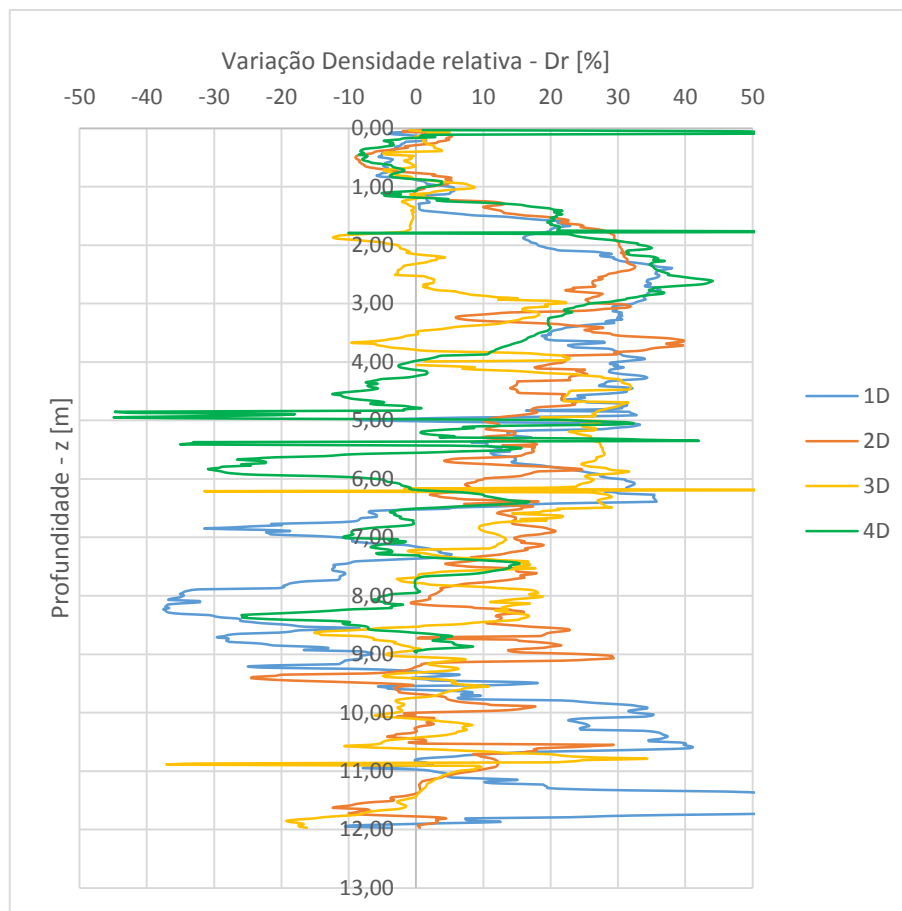


Fig. 6.22 – Comparação dos diferenciais de densidade relativa dos ensaios 1, 2, 3 e 4 realizados com o tempo de tratamento do “tipo D”

À semelhança da Fig. 6.21, a Fig. 6.22 apresenta os resultados do diferencial de densidade relativa para cada malha, mas para o tempo de tratamento do “tipo D”. A observação apresentada para o tempo de tratamento do “tipo C” para as malhas 2 e 3 volta a verificar-se, mas com este tempo de tratamento estas malhas apresentam melhores resultados do que anteriormente (ver Fig. 6.21). É uma evidência que o tempo de tratamento do “tipo D” apresenta melhores resultados do que o “tipo C” e deve-se não só ao maior diferencial verificado entre os dois tempos de tratamento, como à constância em profundidade. Desta forma, tal como as malhas 2 e 3, a 1 e 4 também apresentam melhores resultados, embora inferiores.

Influência do tempo de tratamento

Tal como foi verificado e comentado na influência da malha de tratamento, o tempo de tratamento do “tipo D” apresenta melhores resultados dos que o do “tipo C”. Sendo que os dois tipos de tratamento apresentam o mesmo tempo em que o equipamento é deixado no fundo a tratar o solo em profundidade, a única diferença de um para o outro prende-se com o tempo de extração. Foi apresentado no ponto 5.3.4.4 que a velocidade de extração do equipamento no tempo de tratamento do “tipo D” foi inferior à do “tipo C”. Esta menor velocidade permitiu transmitir mais energia ao solo, compactando-o mais e melhor, uma vez que foram atingidos maiores valores de densidade relativa e mais constantes, em profundidade. Na Fig. 6.18, Fig. 6.19, Fig. 6.20 e Fig. 6.21 apresenta-se o diferencial de densidade relativa para cada bloco de ensaio tratado com o mesmo espaçamento de malha e diferentes tempos.

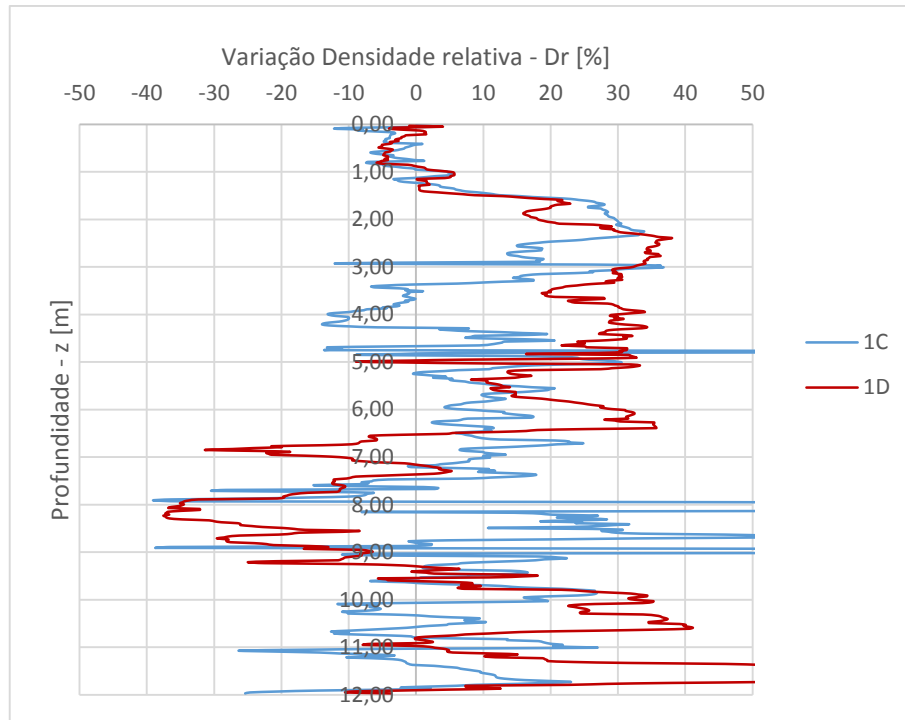


Fig. 6.23 – Comparação das densidades relativas dos tempos “tipo A” e “tipo B”, para a malha 1

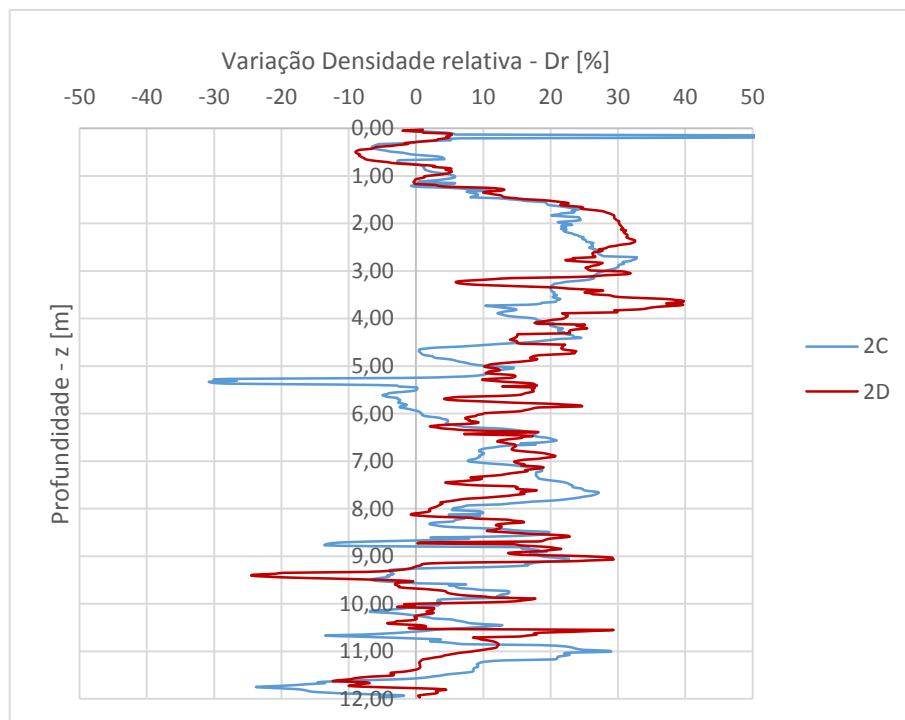


Fig. 6.24 – Comparação das densidades relativas dos tempos “tipo A” e “tipo B”, para a malha 2

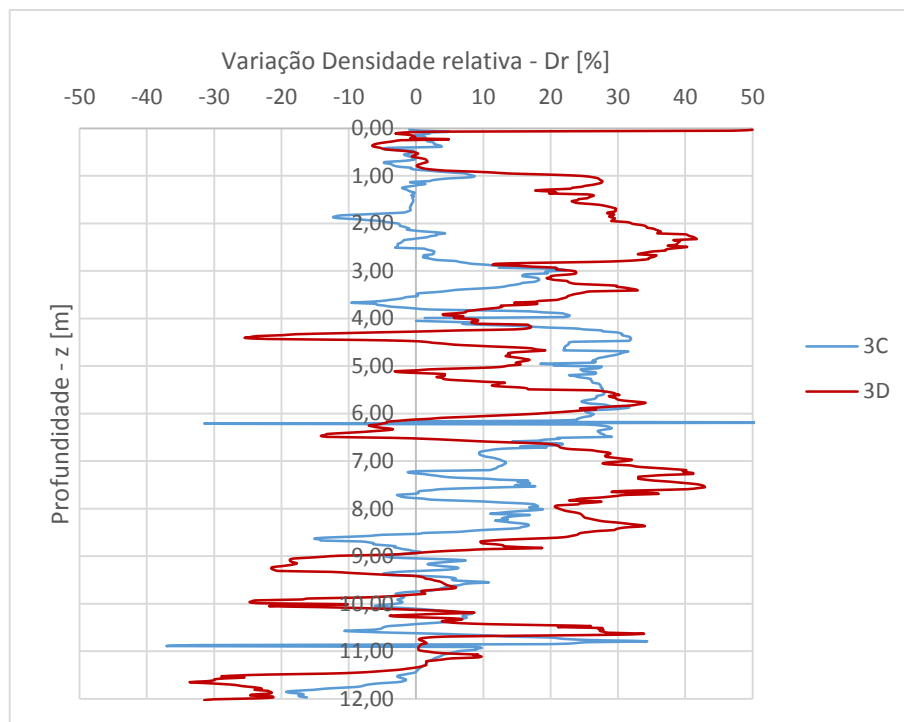


Fig. 6.25 – Comparação das densidades relativas dos tempos “tipo A” e “tipo B”, para a malha 3

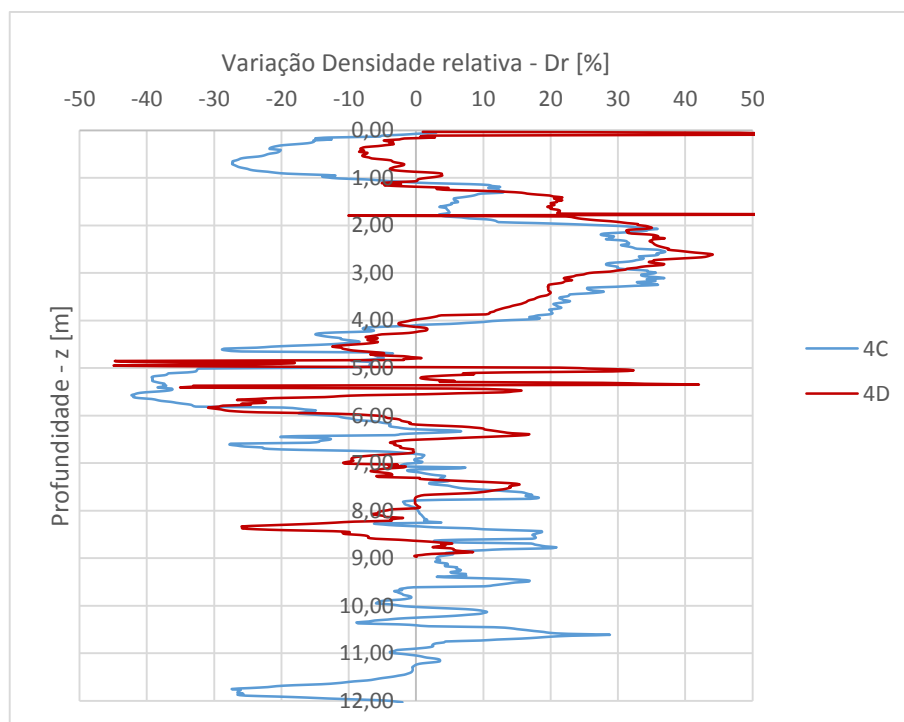


Fig. 6.26 – Comparação das densidades relativas dos tempos “tipo A” e “tipo B”, para a malha 4

6.3.1.3. Tratamento de dados

Por forma a proceder a uma análise mais objetiva dos resultados obtidos, nomeadamente a influência que os finos desempenham no tratamento, procedeu-se a um tratamento estatístico dos dados. Os logs dos ensaios CPT, realizados em cada bloco de ensaio, dispondo de leituras de 1 em 1cm, foram organizados em camadas de 5cm. Com esta organização procurou-se uniformizar os resultados das leituras através do cálculo da média da densidade relativa (antes e depois do tratamento) e percentagem de finos e, com isso, despistar eventuais leituras anómalas que pudessem ter sido registadas e deturparem as conclusões. Dado o espetro de valores médios de que se dispôs, após esta organização, os dados foram separados por intervalos. Os valores da densidade relativa foram organizados em intervalos de 0 a 60%, valores correspondentes a solos com maior potencial de tratamento (muito soltos a medianamente compactos), e de 60 a 100%, valores correspondentes a solos sem potencial de tratamento (compactos a muito compactos). Os valores da percentagem de finos foram organizados em intervalos de 0 a 20%, valores entre os quais o tratamento é tido como eficiente, e de mais de 20%, valor apontado a partir do qual o tratamento deixa de ser eficiente. Os dados relativos aos primeiros dois metros dos ensaios e da profundidade 12m em diante não foram considerados. Isto decorre do facto do tratamento por vibroflutuação não conduzir à melhoria do solo nos primeiros metros, motivo pelo qual tem de ser complementado com campanhas de compactação superficial, e pelo facto de ter sido conduzido até aos 12m (10m de coluna de solo aterrado + 2 de margem para o interior do leito do mar).

Esta organização levou a que os dados de cada bloco de ensaio fossem organizados em quatro grupos: percentagem de finos e densidade relativa inferior a 20% e 60% respetivamente (grupo 1), percentagem de finos inferior a 20% e densidade relativa superior a 60% (grupo 2), percentagem de finos superior a 20% e densidade relativa inferior a 60% (grupo 3) e percentagem de finos e densidade relativa superior a 20% e 60% respetivamente (grupo 4). Uma vez organizados os dados, foi calculado o índice de melhoramento para cada camada, de acordo com o que foi apresentado no ponto 6.1, e posteriormente o valor médio para cada grupo em cada bloco de ensaio (ver Tabela 20).

Tabela 20 – Valores médios de I_m para cada grupo em cada bloco de ensaio

	1C	1D	2C	2D	3C	3D	4C	4D
Grupo 1	1,52	1,42	1,33	1,34	1,38	1,17	1,15	1,29
Grupo 2	0,97	1,17	0,79	0,74	*	*	*	*
Grupo 3	1,22	1,19	1,17	1,14	1,05	1,15	1,05	1,08
Grupo 4	0,90	0,60	*	*	*	*	*	*

* - Não existiam valores que preenchessem os requisitos

Face aos resultados apresentados na tabela anterior e à semelhança do que foi verificado no caso de estudo da Ria de Aveiro, existem algumas incoerências, em relação ao que seria de esperar, sobre a evolução dos valores médios de grupo para grupo. Mais uma vez, elevadas percentagens de finos influenciam o tratamento, ou seja, quanto maior for a percentagem de finos verificada no solo, menor será o índice de tratamento. Da mesma forma que, à medida que a compacidade do solo for maior, o índice de melhoramento será menor. De referir que, face à organização dos dados apresentada e à necessidade desta ser transversal a todos os blocos de ensaio, pois só assim se pode relacionar resultados, alguns blocos de ensaio, para alguns grupos, não apresentam valores.

Apesar de algumas oscilações dos resultados é perceptível que existe uma tendência comportamental. Esta tendência encontra-se de acordo com os resultados que são expectáveis. Veja-se a diminuição do índice de melhoramento entre o grupo 1 e 2 (solo com potencial de tratamento diferente, mas com intervalo de finos igual), grupo 1 e 3 (solo com o mesmo potencial de tratamento, mas com intervalo de finos diferente) e dos vários blocos de ensaio, à medida que o espaçamento vai aumentando (leitura da tabela da esquerda para a direita). As oscilações são justificáveis com o que foi apresentado no ponto homólogo do caso de estudo da Ria de Aveiro, sobre a variação e dispersão dos resultados obtidos. Com o intuito de avaliar estas oscilações procedeu-se a um tratamento estatístico dos dados, através do qual é possível enquadrar os valores médios obtidos mediante o cálculo do desvio padrão e o número de eventos a que lhes dão origem. Na Tabela 21, Tabela 22, Tabela 23 e Tabela 24 apresentam-se os valores médios de I_M , desvio padrão e número de eventos calculados e verificados em cada grupo para cada bloco.

Através da consulta das tabelas referidas percebe-se que o número de eventos dos grupos 2 e 4 são escassos, pelo que não é possível concluir nada através destes resultados. Uma vez que estes dois grupos correspondem a valores de densidade relativa superiores a 60%, a escassez de resultados significa que os valores apresentados na Tabela 1 do ponto 0, sobre a influência dos métodos de descarga na densidade relativa do aterro, neste caso, constituíram uma aproximação bastante razoável. Relativamente aos restantes dados, do grupo 1 e 3, os resultados são mais consistentes apesar de apresentarem desvios padrão um pouco elevados.

Tabela 21 – Média, desvio padrão e nº de eventos para camadas de solo do grupo 1

	1C	1D	2C	2D	3C	3D	4C	4D
Média	1,52	1,42	1,33	1,34	1,38	1,17	1,15	1,29
Desvio Padrão	0,28	0,43	0,31	0,24	0,47	0,27	0,36	0,46
Nº eventos	50	85	168	175	180	131	97	94

Tabela 22 – Média, desvio padrão e nº de eventos para camadas de solo do grupo 2

	1C	1D	2C	2D	3C	3D	4C	4D
Média	0,97	1,17	0,79	0,74	*	*	*	*
Desvio Padrão	0,08	0,17	0,05	0,09	*	*	*	*
Nº eventos	21	21	3	3	0	0	0	0

Tabela 23 – Média, desvio padrão e nº de eventos para camadas de solo do grupo 3

	1C	1D	2C	2D	3C	3D	4C	4D
Média	1,22	1,19	1,17	1,14	1,05	1,15	1,05	1,08
Desvio Padrão	0,30	0,55	0,34	0,21	0,70	0,33	0,50	0,28
Nº eventos	104	84	29	22	20	68	103	45

Tabela 24 – Média, desvio padrão e nº de eventos para camadas de solo do grupo 4

	1C	1D	2C	2D	3C	3D	4C	4D
Média	0,90	0,60	*	*	*	*	*	*
Desvio Padrão	0,13	0,16	*	*	*	*	*	*
Nº eventos	25	10	0	0	0	1	0	0

Em suma, a partir dos dados e discussão apresentados é possível concluir que o tratamento por vibroflutuação:

- em areias soltas a medianamente compactas (densidade relativa inferior a 60%) é viável até uma percentagem de finos limite de 20%;
- em areias compactas ou muito compactas (densidade relativa superior a 60%) não é possível concluir nada perante a escassez de resultados nesta condição;
- o tratamento do solo registou diferenças de índices de tratamento na ordem de 20% entre as camadas que registaram uma percentagem de finos abaixo e acima dos 20%.

6.3.2. ENSAIO SPT

Tal como foi apresentado no capítulo 5, para além do conjunto de ensaios CPT, também foram conduzidos um conjunto de ensaios SPT. A caracterização do solo, resultante das amostras remexidas recolhidas dos furos de sondagem foi apresentada nesse mesmo capítulo e, agora, apresenta-se o tratamento de dados.

Na Tabela 25 e Tabela 26 encontram-se o número de pancadas, N_{SPT} , registadas durante os ensaios antes e depois do tratamento.

Tabela 25 – Número de pancadas N_{SPT} antes e depois do tratamento (parte 1)

Profundidade [m]	1C		1D		2C		2D	
	Antes	Depois	Antes	Depois	Antes	Depois	Antes	Depois
0,00	20	*	22	*	13	*	22	*
1,50	12	15	17	9	18	9	18	8
3,00	11	13	11	18	12	14	17	16
4,50	16	14	31	14	30	11	20	19
6,00	47	19	37	26	35	12	29	23
7,50	32	20	41	22	18	26	31	21
9,00	47	29	31	21	27	29	37	24
10,50	11	23	6	15	1	28	27	22
12,00	26	27	16	18	31	28	31	30
13,50	42	*	11	*	43	*	54	*
15,00	15	*	60	*	53	*	56	*

* - Sem dados

Tabela 26 – Número de pancadas N_{SPT} antes e depois do tratamento (parte 2)

Profundidade [m]	3C		3D		4C		4D	
	Antes	Depois	Antes	Depois	Antes	Depois	Antes	Depois
0,00	13	*	25	*	14	*	23	*
1,50	17	10	3	9	7	9	9	18
3,00	7	9	2	10	4	12	3	10
4,50	12	10	12	17	5	9	9	60
6,00	13	10	7	18	12	12	7	43
7,50	34	16	35	25	3	6	29	49
9,00	34	19	10	32	9	15	29	19
10,50	60	28	22	37	22	27	34	40
12,00	26	35	10	12	17	12	27	36
13,50	33	*	60	*	25	*	34	*
15,00	60	*	60	*	32	*	60	*

* - Sem dados

Normalizando e corrigindo o número de pancadas registadas, os número de pancadas (N_1)₆₀, para cada ensaio, antes e depois do tratamento, a cada profundidade, são apresentados na Tabela 27 e Tabela 28. Para a correção do número de pancadas foram atendidos os fatores de correção relacionados com a energia (assumido valor 60), comprimento das varas, diâmetro do furo de sondagem e de normalização do resultado.

Tabela 27 – Número de pancadas (N_1)₆₀ antes do tratamento (parte 1)

Profundidade [m]	1C		1D		2C		2D	
	Antes	Depois	Antes	Depois	Antes	Depois	Antes	Depois
0,00	15	*	17	*	10	*	17	*
1,50	17	21	24	13	26	13	26	11
3,00	11	13	11	18	12	14	17	16
4,50	15	13	29	13	28	10	19	18
6,00	38	15	30	21	28	10	23	19
7,50	26	16	33	18	15	21	25	17
9,00	35	21	23	15	20	21	27	18
10,50	8	17	4	11	1	20	19	16
12,00	17	18	11	12	21	19	21	20
13,50	27	*	7	*	27	*	34	*
15,00	9	*	36	*	32	*	34	*

* - Sem dados

Tabela 28 – Número de pancadas (N_{160}) depois do tratamento (parte 2)

Profundidade [m]	3C		3D		4C		4D	
	Antes	Depois	Antes	Depois	Antes	Depois	Antes	Depois
0,00	10	*	19	*	11	*	18	*
1,50	24	14	4	13	10	13	13	26
3,00	7	9	2	10	4	12	3	10
4,50	11	9	11	16	5	8	8	56
6,00	11	8	6	15	10	10	6	35
7,50	27	13	28	20	2	5	23	40
9,00	25	14	7	24	7	11	21	14
10,50	43	20	16	27	16	19	24	29
12,00	17	24	7	8	11	8	18	24
13,50	21	*	38	*	16	*	22	*
15,00	36	*	36	*	19	*	36	*

* - Sem dados

Uma vez obtidos os valores de $(N_1)_{60}$, adotou-se a formulação proposta pelo Eurocódigo 7 – Parte 2 (1997) para a determinação da densidade relativa (equação 4.8). Os valores da densidade relativa calculados através desta formulação são apresentados na Tabela 29 e Tabela 30.

Tabela 29 – Valores da densidade relativa antes do tratamento (EC7 – Parte 2, 1997)

Profundidade [m]	1C		1D		2C		2D	
	Antes	Depois	Antes	Depois	Antes	Depois	Antes	Depois
0,00	51	*	53	*	41	*	53	*
1,50	53	60	64	46	65	46	65	44
3,00	43	47	43	55	45	48	53	52
4,50	50	47	69	47	68	41	56	54
6,00	80	51	71	59	69	40	62	56
7,50	66	52	74	54	49	59	65	53
9,00	76	60	62	51	58	60	67	54
10,50	36	52	27	42	11	58	57	51
12,00	54	55	42	45	59	56	59	58
13,50	67	*	34	*	67	*	76	*
15,00	39	*	78	*	73	*	75	*

* - Sem dados

Tabela 30 – Valores da densidade relativa depois do tratamento (EC7 – Parte 2, 1997)

Profundidade [m]	3C		3D		4C		4D	
	Antes	Depois	Antes	Depois	Antes	Depois	Antes	Depois
0,00	41	*	57	*	42	*	54	*
1,50	64	49	27	46	41	46	46	65
3,00	34	39	18	41	26	45	22	41
4,50	43	39	43	51	28	37	37	97
6,00	42	37	31	49	40	40	31	76
7,50	68	46	69	58	20	28	62	81
9,00	65	48	35	63	33	43	60	48
10,50	85	58	51	67	51	57	64	69
12,00	54	63	33	37	44	37	55	63
13,50	59	*	80	*	51	*	60	*
15,00	78	*	78	*	57	*	78	*

* - Sem dados

Para aferir se os resultados dos ensaios SPT encontram-se próximos dos ensaios CPT, compararam-se os valores que foram obtidos por um e outro ensaio. A título de exemplo, na Fig. 6.27 está representada, graficamente, a evolução da densidade relativa em profundidade de ambos os ensaios nos casos dos blocos 1C e 2C.

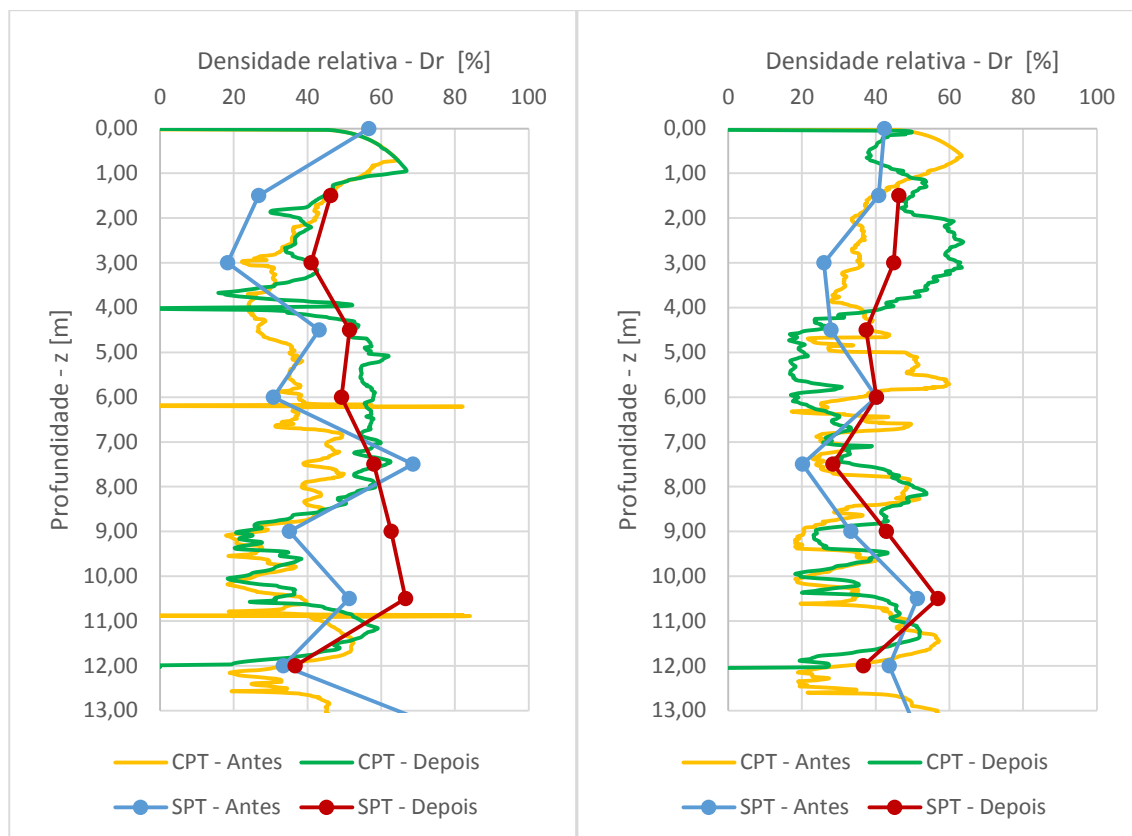


Fig. 6.27 – Comparação da densidade relativa através dos ensaios CPT e SPT para os blocos de ensaio 3D e 4C, respetivamente

Mais uma vez, tal como aconteceu no tratamento de dados da Ria de Aveiro, os dados relativos ao ensaio SPT não são convergentes com os dados do ensaio CPT. Os motivos que poderão estar na origem da discrepância assinalada já foram apresentados no ponto 6.2.2.

6.4. CONCLUSÃO

Analisados e tratados os dados de ambos os casos de estudo, em síntese, é possível concluir sobre a influência da percentagem de finos no tempo e malha de tratamento o seguinte:

Tempo de tratamento

Tabela 31 – Influência de PF no tempo de tratamento para valores de D_r inferiores a 60% (caso de estudo Ria de Aveiro)

A	B
0,47	0,41

Tabela 32 – Influência de PF no tempo de tratamento para valores de D_r superiores a 60% (caso de estudo Ria de Aveiro)

A	B
0,04	-0,02

Tabela 33 – Influência de PF no tempo de tratamento para valores de D_r inferiores a 60% (caso de estudo Porto de La Guaira)

C	D
0,16	0,16

Através das Tabela 31, Tabela 32 e Tabela 33 é possível verificar que o tratamento não é influenciado pela percentagem de finos existente no solo, uma vez que apresenta um valor médio sobre os blocos de ensaio muito semelhante nos três casos. Contudo, de notar uma ligeira afetação da percentagem de finos no tratamento do “tipo B”, no caso de estudo da Ria de Aveiro, e no tratamento do “tipo C”, no caso de estudo do Porto de La Guaira.

Malha de tratamento

Tabela 34 – Influência de PF na malha de tratamento para valores de D_r inferiores a 60% (caso de estudo Ria de Aveiro)

1	2	3
0,51	0,37	0,28

Tabela 35 – Influência de PF na malha de tratamento para valores de D_r superiores a 60% (caso de estudo Ria de Aveiro)

1	2	3
0,05	-0,02	-0,06

Tabela 36 – Influência de PF na malha de tratamento para valores de D_r inferiores a 60% (caso de estudo Porto de La Guaira)

1	2	3	4
0,18	0,14	0,13	0,13

Através das Tabela 34, Tabela 35 e Tabela 36 é possível verificar que a influência da percentagem de finos na malha de tratamento é tanto maior quanto menor for o espaçamento das malhas utilizadas. Trata-se de um fenómeno transversal a todos os exemplos aqui retratados. Contudo, no caso da Tabela

36, ainda que se verifique um comportamento tendencial decrescente, os valores são muito próximos uns dos outros. Daqui é possível verificar claramente a influência dos finos na malha do tratamento por vibroflutuação. Sabendo que os dados apresentados da Ria de Aveiro e do Porto de La Guaira foram organizados em intervalos de percentagens de finos menores e maiores do que 5 e 20%, respetivamente, face aos valores apresentados na Tabela 34 e na Tabela 36, percebe-se claramente que quanto maior for a percentagem de finos, maior é a sua influência sobre a malha e à medida que o espaçamento entre os pontos vai aumentando.

7

MODELO FÍSICO

7.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Tal como foi abordado ao longo do ponto 3.5.8.1., as camadas de material fino podem desempenhar um papel muito significativo na subsidência gerada quando utilizada a técnica de vibroflutuação. Para avaliar a influência deste tipo de camadas no tratamento foram idealizados e construídos, em laboratório, três modelos experimentais diferentes: um só com areia, outro com uma camada de material fino (argila), no meio de duas camadas de areia, e, por último, outro com duas camadas de argila. Neste capítulo descrevem-se as fases pelas quais os vários modelos experimentais passaram: conceção, execução e tratamento de dados.

7.2. CONCEÇÃO DOS MODELOS

7.2.1. CONDICIONALISMOS

Perante o objetivo de avaliar de que forma a concentração de material fino (silte ou argila) numa dada camada influencia a eficácia do tratamento de solos por vibroflutuação, seja no processo de construção de um aterro hidráulico, seja num maciço já existente, conceberam-se vários modelos experimentais em laboratório. Os modelos concebidos consistem na recriação, a uma escala reduzida, de diferentes cenários: apenas um horizonte arenoso, um horizonte arenoso com uma camada de argila e, por fim, outro horizonte arenoso com duas camadas de argila. O primeiro cenário é o mais simples de todos e é aquele que serve de termo de comparação aos outros dois, o segundo procura analisar se a existência de uma camada de argila influencia ou não o processo de melhoramento do solo e o terceiro, percebendo que uma só camada de argila influencia o conjunto, ao adicionar uma nova camada o tratamento apresenta um comportamento semelhante ao do segundo cenário ou se continua a ser afetado. Com estes cenários, do primeiro para o terceiro, é esperado que se verifiquem menores assentamentos da plataforma e, por inerência, menores cones de abatimento.

Os diferentes cenários foram recriados na caixa de acrílico que se apresenta na Fig. 7.1, tendo o material arenoso sido depositado através de um processo que conduzisse à menor densidade relativa possível e utilizando um equipamento vibratório que se considerou adequado dadas as dimensões da caixa.

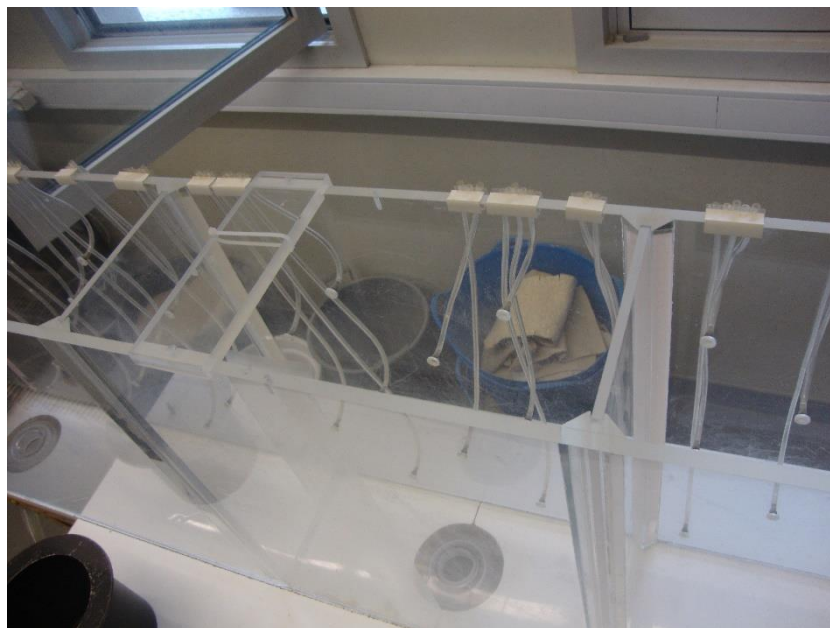


Fig. 7.1 – Caixa de acrílico utilizada nos modelos

A caixa que serviu para realização dos vários testes tem as dimensões apresentadas na Fig. 7.2. No entanto, nem todo o espaço disponível foi utilizado. Tal como está representado na figura anteriormente referida e possível de constatar, também, na Fig. 7.1, a caixa é dotada de um conjunto de calhas que permitem a colocação de duas paredes perpendiculares ao seu lado maior. Com o recurso a estas duas paredes consegue-se que os modelos apresentem dimensões mais adequadas à grandeza dos problemas em questão, além de facilitar a construção dos mesmos.

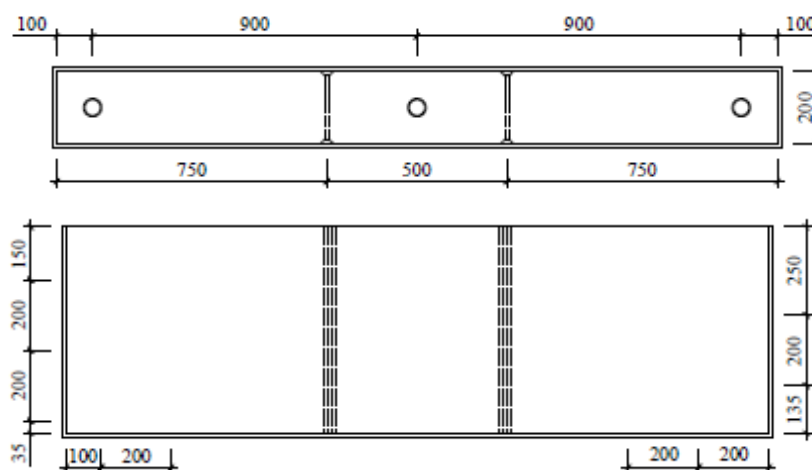


Fig. 7.2 – Planta da caixa de acrílico (em cima); Alçado da caixa de acrílico (em baixo); unidades em mm (adaptado de Unas, 2010)

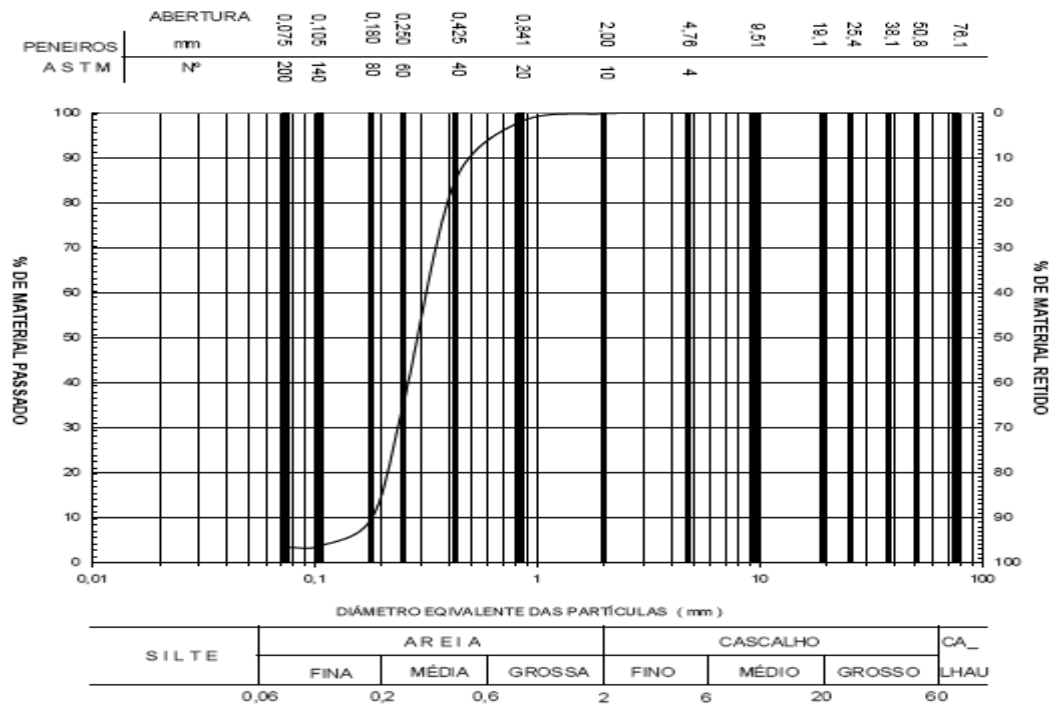


Fig. 7.3 – Curva granulométrica do solo utilizado nos modelos (Unas, 2010)

Para que o estudo que se conduziu fosse válido, o solo granular utilizado tinha de ser suscetível de liquefazer, ou seja, ser suscetível de ser tratado por vibroflutuação. Apresenta-se na Fig. 7.3 a curva granulométrica do solo utilizado que, por exemplo, comparada com o fuso granulométrico de Mitchell, permite concluir que o solo é suscetível de ser tratado por esta técnica de melhoramento de solos.

Adicionalmente, para melhor perceção dos resultados dos modelos, o material granular que se encontrar dentro da caixa tem de se apresentar no estado mais solto possível. Assim, o modo como a deposição do material se processa, durante a construção dos modelos, é pertinente e tem de ser devidamente estudado. Para o efeito foram testadas duas metodologias para aferir qual conduzia a um maior índice de vazios e com a ele uma densidade relativa menor.

O equipamento vibratório utilizado para simular a ação do vibroflutuador foi uma agulha vibradora de betões TECHNOFLEX - MAMUT V220 com uma frequência de vibração de 200Hz (12000 r.p.m.), 0.25m de comprimento e um diâmetro de 0.025m (ver Fig. 7.4). Possuindo apenas uma agulha vibradora com estas características, a conceção dos modelos foi fortemente condicionada por este fator. Desde logo a altura de solo na caixa; a agulha tinha de ficar completamente enterrada para que o tratamento, atingido o fundo do modelo, tratasse o fundo e soltasse o solo à superfície simultaneamente. No entanto, a agulha vibradora condicionou o tempo de tratamento. Com uma agulha tão comprida em relação ao horizonte de solo de que se dispõe, não foi possível executar o tratamento por patamares, à semelhança do que acontece durante um procedimento de tratamento à escala real. Assim, o tratamento consistiu em duas fases:

- na primeira a agulha é introduzida no solo até ao fundo e deixada a vibrar durante 15 segundos e depois retirada na totalidade;

- na segunda a agulha é introduzida, deixada a vibrar durante 15 segundos, é retirada e depois é sucessivamente introduzida e retirada no solo enquanto for visível o movimento de subsidência.



Fig. 7.4 – Agulha vibratória para betões TECHNOFLEX – MAMUT V220 utilizada nos ensaios

Dados os condicionalismos expostos, a abordagem aos resultados que cada modelo apresentar terá de ser sempre qualitativa. A incerteza do fator de escala neste problema, sobretudo associada à diferença das frequências de vibração da agulha utilizada no modelo e na realidade, não permite tirar conclusões quantitativas. Contudo, deve ressaltar-se que o objetivo deste trabalho era perceber se a existência das camadas de material fino influenciam o tratamento e não sob que condições é que o tratamento é influenciado.

7.2.2. AVALIAÇÃO DO PROCESSO DE DEPOSIÇÃO DO MATERIAL

O processo de deposição do material tem influência sobre o resultado final que vai ser obtido. O processo tem de conduzir a uma compacidade do solo baixa e tem de ser transversal a todos os modelos construídos. Foram analisadas duas metodologias de deposição do material as quais se designou por pluviosidade seca e pluviosidade húmida. Ambos consistiam num processo de “pluviosidade”, onde o material arenoso é depositado através de um funil, com uma dada altura de queda, um a seco e outro com água. Na Fig. 7.5 estão representados esquematicamente os dois processos.

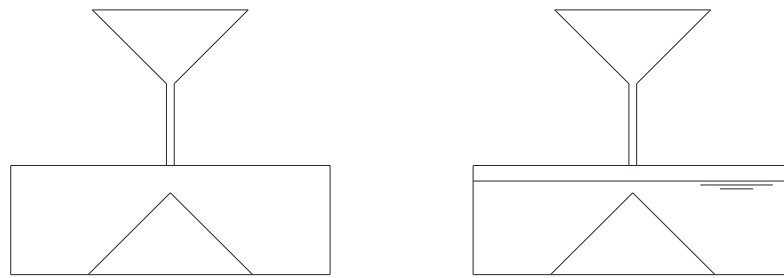


Fig. 7.5 – Representação esquemática do processo de pluviosidade seca (à esquerda) e pluviosidade húmida (à direita)

O processo de verificação de qual dos métodos conduzia a um índice de vazios superior consistiu em preencher totalmente um recipiente de volume conhecido ($3L = 0,003m^3$) com o material arenoso a ser utilizado, posteriormente, na construção dos modelos. Conhecendo o peso de solo presente no recipiente foi possível determinar o peso volúmico seco, γ_d , do solo.

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} \quad (7.1)$$

onde,

W_s – peso do solo [kN]

V – volume total [m^3]

Este procedimento foi realizado três vezes para cada metodologia. Com base no trabalho de Unas (2010) é conhecido o peso volúmico das partículas secas, γ_s , do mesmo solo, determinado com recurso a picnómetros, e vale, em termos médios, $25,75kN/m^3$. Relacionando estas duas grandezas físicas, o peso volúmico seco e o peso volúmico das partículas secas, é possível determinar o índice de vazios, e . A relação é a seguinte:

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1 \quad (7.2)$$

onde,

γ_s – peso volúmico seco [kN/m^3]

γ_d – peso volúmico das partículas secas [kN/m^3]

O índice de vazios máximo e mínimo foi estimado a partir do trabalho de Lambe e Whitman (1979). A partir da curva granulométrica, apresentada anteriormente (ver Fig. 7.3), verifica-se que o solo utilizado é uma areia fina. Assim, foram assumidos os valores de 0.85 e 0.30 para os índices de vazios máximos e mínimos, respetivamente.

7.2.2.1. Pluviosidade seca

Através da metodologia de pluviosidade seca foram medidos os seguintes pesos de solo, já descontado o peso próprio do recipiente:

Tabela 37 – Peso do solo medido em cada teste

Teste 1	Teste 2	Teste 3	Unidades
4470	4488	4482	g
0,0438	0,0440	0,0439	kN

Conhecido o peso do solo presente no recipiente, através das equações 7.1 e 7.2, determinou-se o peso volúmico seco e o índice de vazios respetivamente:

Tabela 38 – Peso volúmico seco, índice de vazios, índice de vazios médio calculado em cada teste

Grandeza	Teste 1	Teste 2	Teste 3	Unidades
γ_d	14,62	14,68	14,66	kN/m ³
e	0,762	0,755	0,757	adi.
$e_{\text{médio}}$		0,758		adi.

7.2.2.2. Pluviosidade húmida

Através da metodologia de pluviosidade húmida foram medidos os seguintes pesos de solo e água, já descontado o peso próprio do recipiente:

Tabela 39 – Peso do solo e água medidos em cada teste

	Teste 1	Teste 2	Teste 3	Unidades
Conjunto	6139	6122	6130	g
	0,0602	0,0601	0,0601	kN
Água	1772	1735	1799	g
	0,0174	0,0170	0,0177	kN
Solo	4367	4387	4331	g
	0,0424	0,0430	0,0424	kN

Conhecido primeiramente o peso da água presente no recipiente e, posteriormente, o peso do solo, determinou-se, através das equações 7.1 e 7.2, o peso volúmico seco e seguidamente o índice de vazios, respetivamente (ver Tabela 40).

Tabela 40 – Peso volumico seco, índice de vazios, índice de vazios médio calculados em cada teste

Grandeza	Teste 1	Teste 2	Teste 3	Unidades
γ_d	14,28	14,35	14,16	kN/m ³
e	0,803	0,795	0,818	adi.
$e_{médio}$		0,805		adi.

7.2.2.3. Conclusão

Das duas metodologias estudadas, a que conduziu a um maior índice de vazios, logo a uma menor densidade relativa, foi a pluviosidade húmida. Trata-se de uma diferença pouco significativa, aproximadamente 6%, mas consistente o suficiente para ser a metodologia a adotar durante a construção dos modelos. A favor da opção sobre esta metodologia é de referir que, entre as duas apresentadas, esta é a que mais se aproxima do contexto em que os aterros hidráulicos são construídos. A construção destas estruturas dá-se, por norma, com a presença de um dado nível de água.

7.2.3. CONFIGURAÇÃO DOS MODELOS

Levantados os condicionalismos relativos à dimensão da caixa, equipamento vibratório utilizado e metodologia de deposição de material foi possível esquematizar os vários modelos.

Dada a caracterização do terreno interessado nos ensaios da Ria de Aveiro consistir numa aproximação muito razoável a um dos modelos que se construiu (segundo modelo, com uma camada de argila), usaram-se esses dados como referência para o fator de escala do modelo. Sabendo que a profundidade de tratamento foi de 12.0m, a camada de material silto-argiloso se situa entre os 2.0 e os 3.0m de profundidade, que possui uma espessura variável entre os 0.3 e 0.5m e o nível freático se encontra, em termos médios, a 2.5m de profundidade, é possível estimar o modelo à escala da caixa. Da altura total da caixa (0.58m) apenas parte foi utilizada (0.5m). Esta decisão decorreu da necessidade de permitir uma folga para que quando gerado o excesso de pressão neutra, durante o ensaio, a água não transbordasse da caixa, facilitar a esquematização do modelo e permitir que a agulha fosse totalmente enterrada, tal como foi explicado no ponto 7.2.1. Ou seja, nestas condições, o segundo modelo apresentaria um horizonte com 0.5m de altura, com uma camada de argila situada 0.1m abaixo da superfície (um quinto do horizonte que serve de referência ao modelo) e uma espessura de 0.03m. O nível freático foi deixado ligeiramente acima da camada de argila para que esta se encontrasse totalmente submersa. Durante os ensaios realizados na Ria de Aveiro foi, também, verificado que o cone de abatimento, à superfície, chegava a atingir dimensões de 4 a 5 diâmetros da agulha utilizada. Sabendo que a agulha a utilizar na construção do modelo possui um diâmetro de 0.025m, foi então estimado que poderiam ser verificados cones com 0.1m de diâmetro, compatíveis com os 0.5m de largura da caixa.

A partir do segundo modelo, derivaram o primeiro e o terceiro. Para que os modelos fossem coerentes entre si, o primeiro e terceiro modelo foram adaptados do segundo, em função do objetivo que cada um apresentava. O primeiro modelo, que não possui qualquer camada de argila, apenas areia, consistiu numa versão simplificada do segundo. Por outro lado, no terceiro modelo, uma vez que possui duas camadas de argila, a segunda camada teve de ser acrescentada a um nível inferior do que o segundo modelo

apresentava. Foi definido que a distância entre as duas camadas de argila deveria de ser igual à que a primeira apresenta até à superfície, ou seja, 0.1m. Apresenta-se na Fig. 7.6 a esquematização, cotada, dos três modelos.

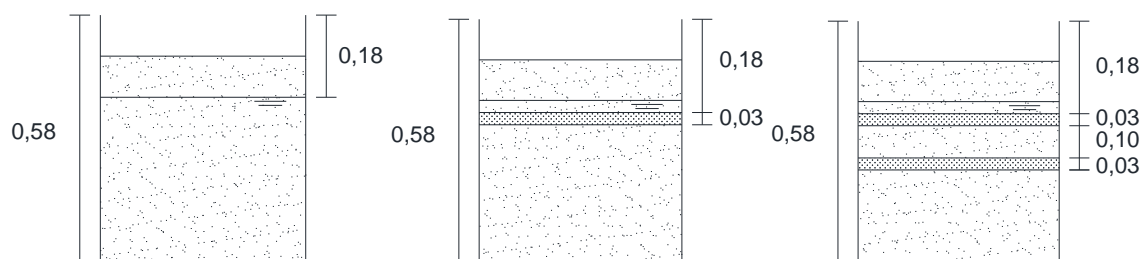


Fig. 7.6 – Representação esquemática dos modelos 1, 2 e 3 (da esquerda para a direita)

7.3. CONSTRUÇÃO DOS MODELOS E EXECUÇÃO DOS ENSAIOS

7.3.1. CONSTRUÇÃO DOS MODELOS

Com a seleção do processo de deposição do material e esquematização dos três modelos avançou-se para a construção de cada um.

Todos os modelos, consistindo numa coluna de areia, foram construídos com a deposição do material, tal como já foi justificado anteriormente, pelo processo de pluviosidade húmida. Na Fig. 7.7 mostra-se a construção de um dos modelos por este procedimento. Finalizada a construção de cada um dos modelos, foram verificados os índices de vazios e densidades relativas que se apresentam na Tabela 41.

Tabela 41 – Índice de vazios e densidade relativa verificados, respetivamente, após a construção de cada modelo

Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3
0,754	0,749	0,770
17%	18%	15%

Conhecido o peso de solo utilizado para a construção de cada um dos modelos, o peso volúmico das partículas secas da areia e o volume total ocupado pelo solo e vazios ($0,05\text{m}^3$ em todos os modelos), dispõe-se de todas as variáveis para a determinação do índice de vazios inicial. A partir da relação do peso volúmico das partículas secas com o peso do solo e respetivo volume (ver equação 7.3) e conhecidas as duas primeiras variáveis, determinou-se o volume de solo. Conhecido este volume, subtraindo-o ao volume total, obteve-se o volume de vazios. Pela equação 4.3 calculou-se o índice de vazios.

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} \quad (7.3)$$

onde,

W_s – peso do solo [kN]

V_s – volume do solo [m³]

Os níveis de argila, nos dois últimos modelos, foram dispostos por camadas mais finas, dada a fraca trabalhabilidade deste material para construção de uma camada homogênea e íntegra sem alterar o estado de compactidade da areia que se encontrava subjacente. Após colocadas as camadas de argila, a areia que foi depositada imediatamente por cima foi “pluviada” com uma altura de queda inferior à que foi utilizada durante a restante construção. Com este cuidado procurou-se minimizar a perturbação criada na fronteira entre estes dois materiais e com isso definir claramente a posição de um e de outro. De referir, ainda, que a faixa a preto que se encontra no centro da caixa (ver Fig. 7.7) é apenas uma borracha para que a agulha, enquanto decorrer o teste, não fira a parede. Nesta mesma borracha foi construída uma calha para conduzir e assegurar a verticalidade da agulha durante a introdução do equipamento no solo. Uma vez preparados os modelos, iniciava-se o tratamento.



Fig. 7.7 – Deposição do material arenoso na caixa através da metodologia adotada, pluviosidade húmida

A agulha vibradora foi posicionada na calha vertical construída para o efeito e introduzida no solo. Em todos os modelos foram cumpridos os tempos de tratamento definidos no ponto 7.2.1.

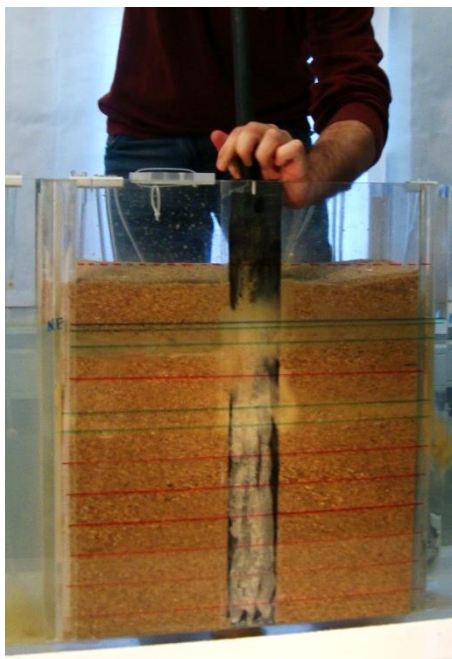


Fig. 7.8 – Introdução da agulha vibratória num dos modelos

7.3.2. MODELO SÓ COM AREIA

O estudo da influência de camadas finas durante o tratamento por vibroflutuação iniciou-se pelo modelo só com areia. Sendo de todos os modelos idealizados o mais simples, foi utilizado para enquadrar, posteriormente, os resultados obtidos nos restantes modelos, como também para aferir se todas as nuances em torno da conceção e construção teriam sido corretamente planeadas e executadas. Na Fig. 7.9 apresenta-se o modelo já construído.



Fig. 7.9 – Modelo real (só com areia)

Concluído o tratamento procedeu-se à visualização dos movimentos de subsidência, medição da extensão do cone de abatimento e assentamento global da plataforma. Para este modelo, só com areia,

registaram-se movimentos de subsidência muito expressivos. Estes movimentos originaram, à superfície, um cone de abatimento com um diâmetro de 0.37m (15 vezes o diâmetro da agulha) e um assentamento da plataforma de aproximadamente 0.11m, como é possível observar na Fig. 7.10. Nesta figura está representada a posição inicial e final do solo, tendo sido medido o assentamento médio da plataforma no local assinalado, os movimentos de subsidência que se verificaram entre a primeira e a segunda fase de tratamento e no final da segunda, bem como largura do cone de abatimento (pormenorizado na Fig. 7.11).

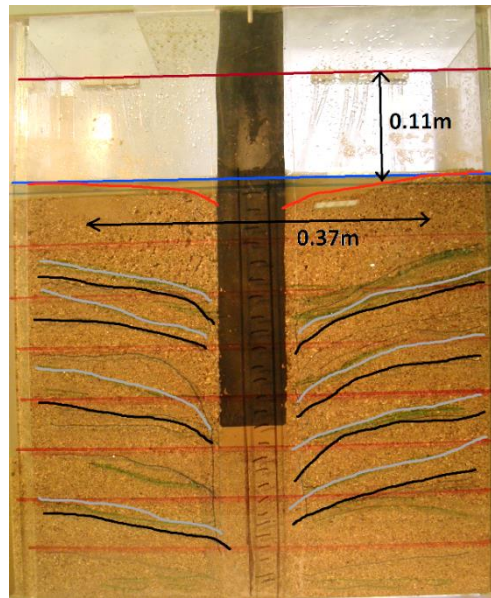


Fig. 7.10 – Resultados obtidos no modelo real (só com areia)

Adotando o mesmo procedimento ao que foi apresentado no ponto 7.3.1, para a determinação do índice de vazios inicial, foi calculado o índice de vazios final. Desta vez, o volume total (solo + vazios) é inferior, decorrente do assentamento de 0.11m após o tratamento. Para o modelo só com areia foi verificado, após o tratamento, um índice de vazios de 0.368, o correspondente a uma densidade relativa de 88%.

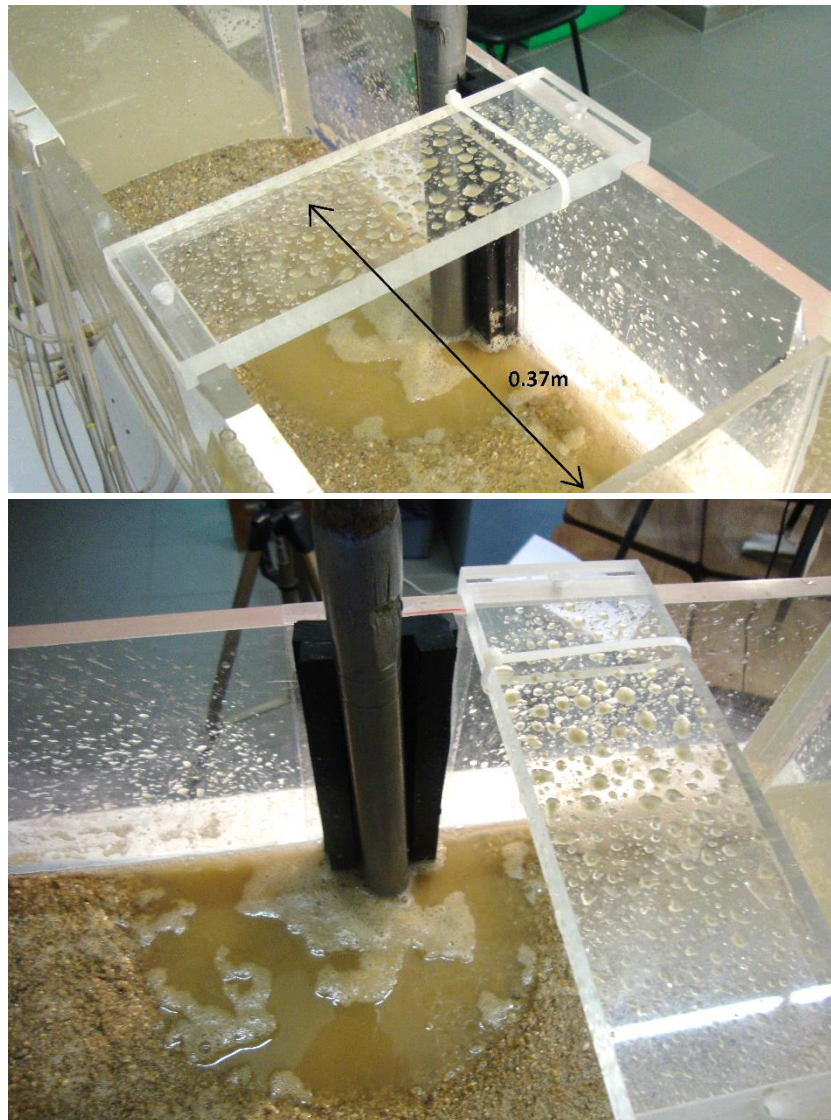


Fig. 7.11 – Vista geral do cone de abatimento (em cima); pormenor do cone de abatimento (em baixo)

A caixa onde os modelos foram construídos está dotada de piezómetros ao longo do seu desenvolvimento (ver Fig. 7.12). Estes piezómetros foram utilizados para a medição dos excessos de pressão neutra, gerados pelo estado de liquefação que é induzido, localmente, ao solo, pela ação vibratória da agulha. O excesso de pressão neutra gerado foi tal que excedeu a leitura máxima dos piezómetros, transbordando.

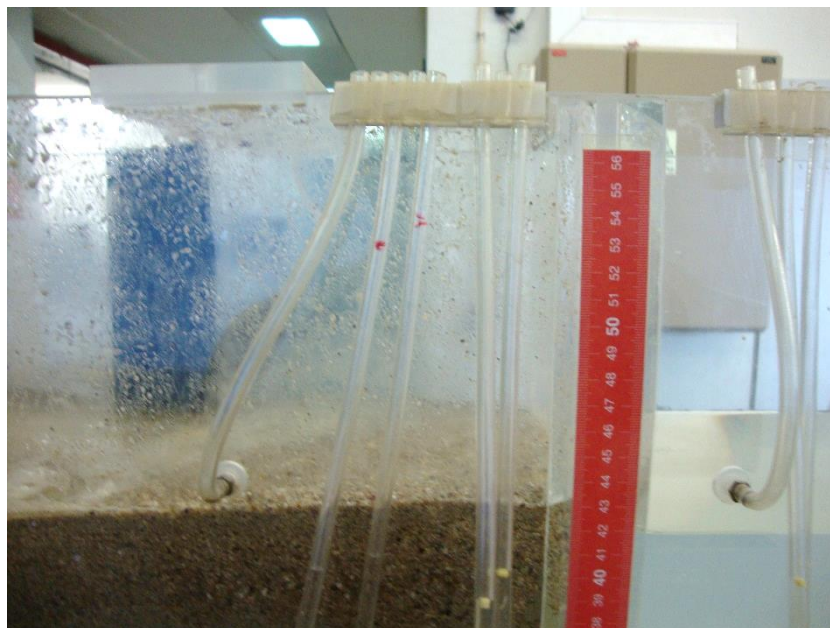


Fig. 7.12 – Pormenor dos piezómetros de que a caixa, onde foram construídos os modelos, dispõe

7.3.3. MODELO COM UMA CAMADA DE MATERIAL FINO

Seguidamente à execução do modelo só com areia procedeu-se ao modelo com uma camada de material fino. Tendo o modelo anterior apresentado resultados de acordo com o que era esperado, manteve-se toda a metodologia que havia sido adotada tanto para o segundo, como para o terceiro modelos. Na Fig. 7.13 está representado o segundo modelo, no qual estão devidamente assinalados o topo da coluna de solo, nível freático e a camada de argila.

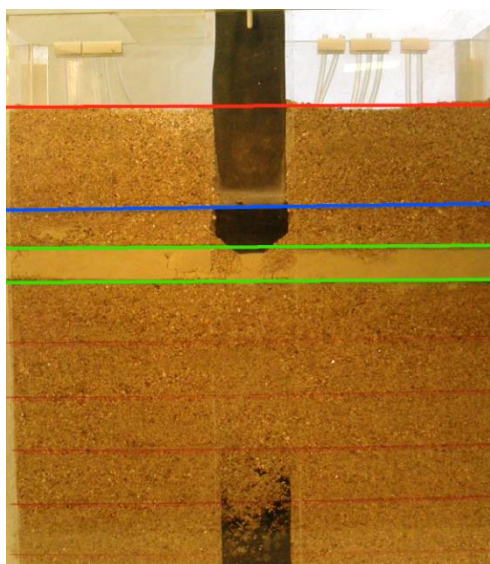


Fig. 7.13 – Modelo real (com uma camada de argila)

Realizado o ensaio analisaram-se os resultados obtidos. Foi verificado um assentamento da plataforma de aproximadamente 0.07m e um cone de abatimento com um diâmetro de 0.23m. Relativamente ao movimento de subsidência, através da Fig. 7.14 é perceptível que o movimento gerado com a presença da camada de argila é distinto do que quando não existe. Note-se que apesar da camada de argila ter cedido (cerca de 0.03m na faixa que é possível visualizar) e com ela ter arrastado material que lhe estava sobrejacente, abaixo desta camada os movimentos de subsidência são muito menos expressivos. A visualização destes movimentos conjugados com os valores que foram medidos e comparados com o modelo só com areia pode concluir-se que o tratamento é claramente influenciado pela presença desta camada.

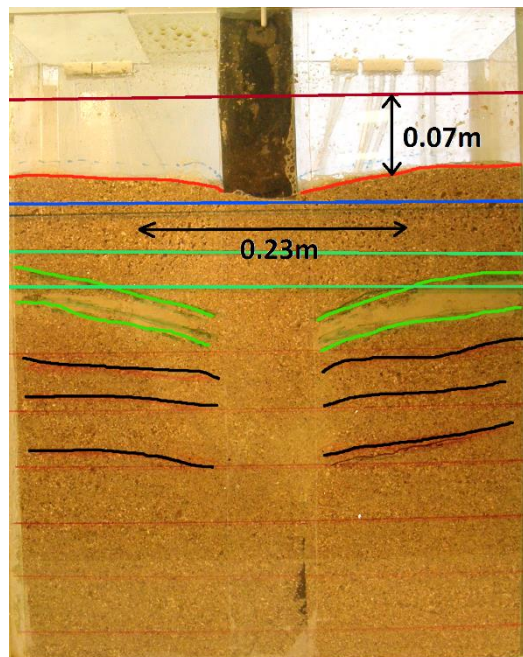


Fig. 7.14 - Resultados obtidos no modelo real (com uma camada de argila)

Adotando o mesmo procedimento ao que foi apresentado no ponto 7.3.1, para a determinação do índice de vazios inicial, foi calculado o índice de vazios final. Desta vez, o volume total (solo + vazios) é inferior, decorrente do assentamento de 0.07m após o tratamento. Para o modelo com uma camada de argila foi verificado, após o tratamento, um índice de vazios de 0.503, o correspondente a uma densidade relativa de 63%.

Relativamente à leitura dos excessos de pressão neutra, através dos piezómetros, neste modelo, foi possível verificar algo bastante interessante: a rapidez com que a água sobe ao longo do piezómetro assim que a camada de argila é atravessada pela agulha vibradora. A camada de argila, uma vez funcionando como um elemento estanque, não permitindo que a geração do excesso de pressão neutra se processe da mesma maneira no solo que se encontra por cima e por baixo da sua posição. Estando o solo abaixo da camada de argila completamente confinado, a velocidade com que a água percola ao longo do piezómetro é, necessariamente, superior, uma vez que caudal por que percola é maior. Como a geração do excesso de pressão neutra é fundamental e uma evidência da eficiência do tratamento por vibroflutuação, a sua deficiente geração irá consistir forçosamente num tratamento ineficiente. A ineficiência é, tal como foi dito anteriormente, traduzida pelos resultados medidos, seja ele o assentamento da plataforma ou as dimensões do cone de abatimento.

7.3.4. MODELO COM DUAS CAMADAS DE MATERIAL FINO

À semelhança do que já foi explicado, tendo o modelo com uma camada de argila resultado numa clara evidência de que o tratamento do solo por vibroflutuação é influenciado, ensaiou-se uma nova coluna de solo arenoso, desta vez, com duas camadas de argila. Na Fig. 7.15 apresenta-se o terceiro modelo, na qual estão assinalados o topo da coluna de solo, nível freático e as duas camadas de argila.



Fig. 7.15 – Modelo real (com duas camadas de argila)

Tendo-se procedido ao tratamento, os resultados que foram obtidos são apresentados na Fig. 7.16. Verificou-se um assentamento médio da plataforma de 0.06m e um diâmetro do cone de abatimento de 0.17m (ver Fig. 7.17 para maior pormenor do cone de abatimento gerado). No seguimento dos resultados obtidos nos dois modelos anteriores, os que acabam de ser apresentados encontram-se em conformidade com o que era expectável à partida, ou seja, à medida que foram sendo acrescentadas camadas de argila o tratamento foi sendo cada vez menos eficiente. Veja-se o movimento de subsidência registado neste modelo: embora ambas as camadas de argila tenham cedido em relação à sua posição inicial, à semelhança do que aconteceu com o segundo modelo, a camada arenosa que se encontra no fundo praticamente não sofreu qualquer movimento. A horizontalidade das linhas que registam o movimento de subsidência refletem essa mesma ideia.

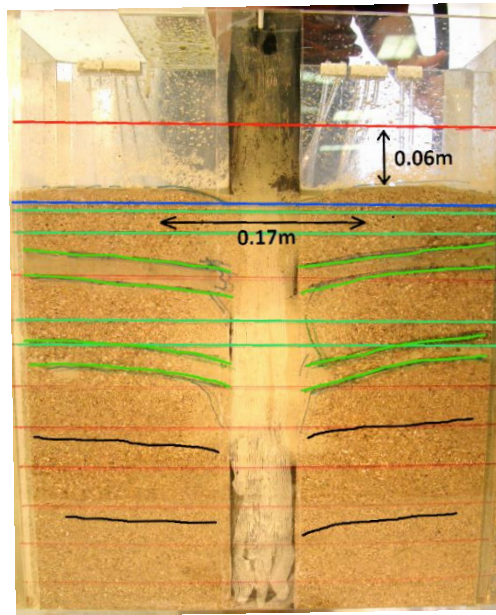


Fig. 7.16 – Resultados obtidos no modelo real (com duas camadas de argila)

Adotando o mesmo procedimento ao que foi apresentado no ponto 7.3.1, para a determinação do índice de vazios inicial, foi calculado o índice de vazios final. Desta vez, o volume total (solo + vazios) é inferior, decorrente do assentamento de 0.06m após o tratamento. Para o modelo com duas camadas de argila foi verificado, após o tratamento, um índice de vazios de 0.560, o correspondente a uma densidade relativa de 53%.

Atendendo ao que acaba de ser exposto e aos resultados que foram sendo obtidos nos modelos anteriores não será de admirar que a leitura dos excessos de pressão nos piezômetros, mais uma vez, tenham excedido a capacidade destes. À imagem do que foi dito sobre a rapidez com que a água sobe ao longo dos piezômetros no caso do modelo com uma camada de argila foi igualmente interessante verificar que essa rapidez foi muito superior na presença de duas camadas. Perante um confinamento superior, imposto pela existência das duas camadas de argila, o excesso de pressão neutral, quando gerado, não tendo para onde percolar, “dispara” a leitura dos piezômetros.

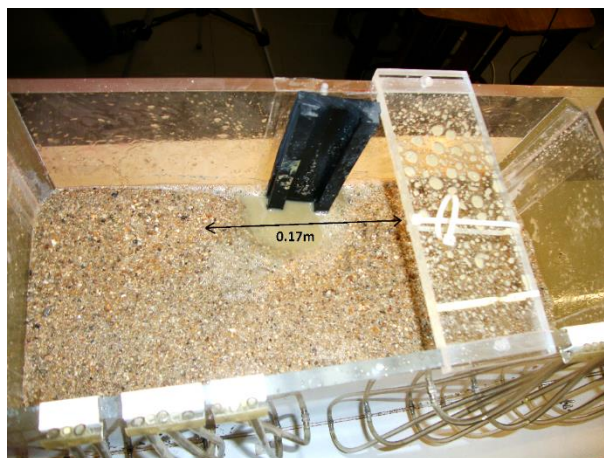


Fig. 7.17 – Cone de abatimento gerado no terceiro modelo (com duas camadas de argila)

7.3.5. CONCLUSÃO

Tal como é perceptível pelo conjunto de resultados que foi sendo apresentado ao longo dos pontos 7.3.2, 7.3.3 e 7.3.4, a existência de camadas de argila influencia o tratamento por vibroflutuação. Esta influência é significativa desde logo para uma camada de argila e tende a ser cada vez maior com mais camadas que vão sendo acrescentadas. Veja-se a diferença dos resultados verificados do primeiro para o segundo e do primeiro para o terceiro modelos:

Tabela 42 – Variação dos resultados para o assentamento médio da plataforma (m)

Modelo 1	Modelo 2	Diferença	Modelo 3	Diferença
0,11	0,07	36%	0,06	45%

Tabela 43 – Variação dos resultados para o diâmetro do cone de abatimento (m)

Modelo 1	Modelo 2	Diferença	Modelo 3	Diferença
0,37	0,23	38%	0,17	54%

Tabela 44 – Variação dos resultados para a densidade relativa (%)

Modelo 1	Modelo 2	Diferença	Modelo 3	Diferença
+71%	+45%	37%	+38%	46%

Note-se, novamente, o carácter qualitativo desta análise. Este estudo que foi conduzido pretende, apenas, verificar a influência ou não de camadas finas no tratamento. Os quadros anteriormente apresentados demonstram as variações verificadas para o modelo com uma e duas camadas de argila em relação ao modelo só com areia. No entanto, a grandeza dos resultados obtidos não deve ser completamente ignoradas. Os resultados dão conta de uma influência na ordem dos 40 a 50%, o que é bastante expressivo e alerta para a necessidade de um estudo mais aprofundado sobre esta temática. Perceber para que condições é que o tratamento regista maior ou menor influência, aquando da existência destas camadas num horizonte arenoso, impõe-se e é de todo pertinente.

8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

8.1. CONCLUSÃO

Da realização do trabalho que aqui termina é possível concluir que, apesar do estado da arte se encontrar bem desenvolvido e difundido, há ainda um longo caminho para percorrer. Seja por aspetos que merecem ser revistos e atualizados, uma vez que os dados de que se dispõem encontram-se fora de tempo, seja por ausência de conhecimento acerca de determinadas matérias que podem desempenhar um papel preponderante quer na construção de aterros hidráulicos, quer no melhoramento de solos por vibroflutuação.

A avaliação da eficiência da técnica de melhoramento de solos por vibroflutuação realizada ao longo do trabalho foi possível retirar várias conclusões acerca desta técnica. As metodologias pelas quais se rege a definição do procedimento de tratamento são muito antigas e não se trata de um processo integrado, onde todas as variáveis implicadas sejam consideradas. O nível de conhecimento sobre algumas dessas variáveis ainda é bastante débil.

A partir dos casos de estudo apresentados, analisados e tratados, verificou-se, inicialmente, a dependência dos resultados do tratamento por vibroflutuação sobre a malha e o tempo de tratamento e, posteriormente, destas duas variáveis com a percentagem de finos. Tal como havia sido apresentado no início deste trabalho, a elevada percentagem de finos presente no solo a ser tratado por esta técnica de melhoramento reduz significativamente a eficiência, podendo piorar, inclusive, o estado inicial do solo. O tempo de tratamento também se revelou pertinente. Foi clara a influência que o maior ou menor tempo em que o equipamento era deixado no fundo tinha sobre o estado final, assim como a velocidade de extração, ao longo do desenvolvimento da profundidade de tratamento, ainda que dentro de certos limites tal como foi visto. Por fim, a malha de tratamento acabou por, sem surpresa, constituir a variável de maior relevância para o resultado final do melhoramento. Os espaçamentos menores das malhas utilizadas conduziam a compacidade bastante maiores do que quando eram utilizados espaçamentos maiores. Sobre a influência da percentagem de finos no tempo e malha de tratamento foi verificado que o primeiro não registava variações significativas e o segundo era tão mais sensível quanto menor fosse o espaçamento da malha.

8.2. CRÍTICA E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

No Capítulo 2 foi referido que o solo dragado, desde o momento em que é recolhido até que é descarregado no local de construção do aterro, sofre evolução na sua composição granulométrica. Assim, o solo que é inicialmente dragado não apresenta as mesmas características do que quando descarregado. A fronteira para a qual esta evolutividade pode ser ou não favorável é bastante ténue. Apesar de uma maior percentagem de finos poder conferir ao solo melhores características mecânicas, numa perspectiva para tratamento do solo dragado por vibroflutuação, essa percentagem não pode ser muito elevada. Caso contrário pode assumir consequências graves para o bom desempenho da estrutura a construir. Apesar de existirem alguns estudos nesta matéria, são inconclusivos.

Os métodos apresentados para o pré-dimensionamento da malha e do tempo de tratamento sendo tão antiquados que, os dados que deles resultam, não oferecem fiabilidade a quem os utiliza. Não têm em conta a evolução quer tecnológica, quer de conhecimento dos últimos anos. A prática comum leva sempre a que, no local do tratamento, para definição do procedimento de tratamento, sejam executados e analisados vários blocos de ensaio. Durante a discussão dos resultados obtidos, tanto na Ria de Aveiro, como no Porto de La Guaira, ao longo do Capítulo 6, foi perceptível que o resultado final do tratamento era uma conjugação do estado inicial do solo, percentagem de finos existente no solo, malha e tempo de tratamento. Desta forma, justifica-se que sejam encontradas novas metodologias para definição do procedimento que integrem todos os aspectos referidos, pois não só irá facilitar o planeamento de execução da obra, como também irá economizar recursos.

Outra das questões relacionada com o procedimento de tratamento por vibroflutuação, prende-se com a frequência de vibração e a potência do equipamento utilizado. Compreender de que forma é que o tratamento operando com determinada frequência e potência pode ser mais adequado ao tratamento de um solo arenoso mais fino ou mais grosseiro. Uma vez que o mercado, acompanhando a evolução tecnológica, disponibiliza um conjunto de equipamentos que oferecem múltiplas combinações de frequências de vibração e potências, poderá ser interessante relacionar esta oferta com métodos mais ou menos eficientes de tratamento.

Ao longo do Capítulo 3 foram apresentadas algumas particularidades conhecidas do tratamento por vibroflutuação, nomeadamente as areias carbonatadas e as camadas de material fino. A primeira, areias carbonatadas, como foi referido, é um tipo de solo muito pouco estudado no âmbito da construção de aterros hidráulicos e tratamento por vibroflutuação. A ausência de projetos de investigação nesta área justifica-se, em parte, pelo número reduzido de obras do género que não compensam o investimento. No entanto, face ao interesse crescente, nos últimos anos, por este tipo de estruturas na região do Médio Oriente, pode gerar uma abordagem diferente junto da comunidade científica. As camadas de material fino constituem outra das particularidades. Ao longo deste trabalho, mais concretamente no Capítulo 7, este assunto foi discutido, tendo sido, em laboratório, verificado que a existência destas camadas influenciam o tratamento por vibroflutuação. Contudo, questões como a relação que possa existir entre a plasticidade e a consistência do material fino com o volume de solo arenoso que é influenciado ou a interação que resulta do número de camadas que possam existir, não foram objeto do estudo, pelo que, uma vez comprovada a influência destas camadas, o devem ser em estudos futuros.

Estas questões podem, ainda, ser analisadas com recurso a modelações numéricas. Uma vez devidamente calibradas, as modelações podem constituir uma ferramenta muito útil no estudo da influência da malha e do tempo de tratamento, bem como da eficiência deste em profundidade, percentagem de finos, particularidades, frequência de vibração, entre outros.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASTM, 2000, *Standard Test Methods for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density*, D4254-00
- ASTM, 2011, *Standard Practice for Determining the Normalized Penetration Resistance of Sands for Evaluation of Liquefaction Potential*, D6066-11
- Amundaray Ingeniería Geotécnica, 2013, C.A., AIG-2013-662-IP
- Agrawal, G., Pekin, O., Chandra, D., 2010 *Evaluating relative compaction of fills using CPT*. CPT10, May 9-11, Huntington Beach, California
- Baldi, G.; Bellotti, V. N.; Ghionna, N.; Jamiolkowski, M.; Pasqualini, E. - *Interpretation of CPT's and CPTU's - 2nd Part: Drained Penetration of Sands*. Singapore: Nanyang Technological Institute, 1986.
- BAUER, 2012, *Ground Improvement by depth vibrator*. BAUER
- BAUER, 2014, *Manual vibro method Vibro-compaction*. BAUER
- Berthier, D., Debats, J.M., Scharff, G., Vincent, P., 2010, *Marine and land based compaction works at the port botany project, Sydney*, Ground Improvement Technologies and Case Histories
- Bolton, MD, 1986, *The strength and dilatancy of sands*. *Geotechnique*. Vol. 36. n.º 1 (1986). p. 65-78. 1751-7656
- Broms, Bengt B, 1991, *Foundation engineering handbook*. Springer - *Deep compaction of granular soils*. 1475752733
- Brown, Ralph E, 1977, *Vibroflotation compaction of cohesionless soils*. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*. Vol. 103. n.º 12 (1977). p. 1437-1451. 0093-6405
- Coop, MR, 1990, *The mechanics of uncemented carbonate sands*. *Geotechnique*. Vol. 40. n.º 4 (1990). p. 607-626. 1751-7656
- Coop, MR; Airey, D.W., 2003, *Carbonate sands - Characterization and engineering properties of natural soils*. p. 1049-1086.
- Elkateb, T.M., Ali, H.E., 2010, *CPT-SPT correlations for calcareous sand in the Persian Gulf area*, CPT10, May 9-11, Huntington Beach, California
- Fernandes, M.M., 2011, *Mecânica dos Solos - Introdução à Engenharia Geotécnica*. FEUP edições, Porto
- Fernandes, M.M., 2008, *Mecânica dos Solos - Conceitos e Princípios Fundamentais*. FEUP edições, Porto
- Hamidi, B., Varaksin, S., Nikraz, H., 2011, *(in)Validity of relative density for quality control of cohesionless soils*, ISSMGE TC2011, Hong Kong
- Hussin, J.D., 2006, *Methods of soft ground improvement in The Foundation Engineering Handbook*, p.530-565, Taylor & Francis Group

- IADC, 2012, *Facts About. Initiating hydraulic fill projects*, IADC
- IADC, IAPH, 2010, *Dredging for development*, 6th edition, Dec. 2010
- IPQ. (2010). *Eurocódigo 7 projecto geotécnico Parte 2 regras gerais NP EN 1997-2:2010*. Instituto Português da Qualidade, Caparica.
- ISO, 2006, *Geotechnical investigation and testing - Field testing - Part 1: Electrical cone and piezocone penetration tests*, ISO 22476-1:2006
- ISO, 2006, *Geotechnical investigation and testing - Field testing - Part 3: Standard Penetration Test*, ISO 22476-3:2006
- ISO, 2013, *Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing of soil - Part 4: Determination of particle size distribution*, ISO 17892-4:2013
- Jan De Nul, 2011, *Dredging and marine works*, Jan De Nul
- Jamiolkowski, M.; Ladd, C. C.; Germaine, T. J.; Lancellotta, R., 1985, *New developments in field and laboratory testing of soils*. San Francisco
- Jamiolkowski, Michele; Lo Presti, DCF; Manassero, Mario, 2001, *Evaluation of relative density and shear strength of sands from CPT and DMT*. ASCE
- KELLER, 2008, *Vibro Ground Improvement*, KELLER
- KELLER, 2010, *Deep Vibro Techniques*, KELLER
- Ku, C.S., Juang, C.H., 2010, *CPTU characteristics and liquefaction resistance of reclaimed land by dynamic compaction*, CPT10, May 9-11, Huntington Beach, California
- Kwag, JM; Ochiai, H; Yasufuku, N, 1999, *Yielding stress characteristics of carbonate sand in relation to individual particle fragmentation strength. Engineering for calcareous sediments*. Edited by KA Al-Shafei. AA Balkema, Rotterdam, the Netherlands. (1999). p. 79-87.
- Lamb, R.C., Wang, Z., 2014, *Verification of compaction grouting program using CPT in liquefiable soils*, CPT14, May 12-14, Las Vegas, Nevada
- Lambe, T.W., Whitman, R.V., 1979, *Soil Mechanics, SI Version*, John Wiley & Sons, New York
- Massarsch, K Rainer, 1991, *Deep soil compaction using vibratory probes*.
- Massarsch, K Rainer; Fellenius, Bengt H, 2005, *Deep vibratory compaction of granular soils. Ground Improvement Case Histories*. (2005). p. 633-658.
- Mayne, P.W., 2007, *Cone Penetration Testing State-of-Practice*, Synthesis on Cone Penetration Test, Feb. 2007
- Mengé, Patrick, 2012, *Recent advances and execution aspects in ground improvement in dredging and environmental marine engineering*.

- Mitchell, J.K., 1981, *Soil Improvement – State-of-the-Art Report*, Proceedings of 10th ICSMFE, Stockholm, Vol. 4, p. 509-565
- Neely, William J; Leroy, David A, 1991, - *Densification of Sand Using a Variable Frequency Vibratory Probe*. Deep Foundation Improvements: Design, Construction, and Testing. Vol. 1089. (1991). p. 320. 0803113927
- Ngan-Tillard, D.; Laughton, J.; Mulder, A.; Kolff, A. van der, 2009, *Index test for the degradation potential of carbonate sands during hydraulic transport*. *Engineering Geology*.
- Olgun, C Guney; Martin II, James R; LaVielle, Todd H, 2009, *LIQUEFACTION SUSCEPTIBILITY OF CALCAREOUS SEDIMENTS ALONG THE COASTAL PLAINS OF PUERTO RICO*. (2009).
- PIANC, 2010, *Dredging and port construction around coral reefs*. 2010. 108
- Puertos del Estado, 2008, *ROM 0.5-0.5 - Geotechnical recommendations for the design of maritime and harbour works*. Gobierno de España, Ministerio de Fomento
- Robertson, PK, 1990, *Soil classification using the cone penetration test*, Canadian Geotechnical Journal, vol. 27, nº1, p.151-158
- Robertson, PK, 2009, *Interpretation of cone penetration tests-a unified approach*. *Canadian Geotechnical Journal*. Vol. 46. n.º 11 (2009). p. 1337-1355. 0008-3674
- Robertson, PK, 2010a, *Estimating in-situ state parameter and friction angle in sandy soils from CPT*.
- Robertson, PK, 2010b, *Soil behaviour type from the CPT: an update*.
- Robertson, PK; Wride, CE, 1998, *Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test*. *Canadian Geotechnical Journal*. Vol. 35. n.º 3 p. 442-459. 0008-3674
- Rosa, I.; Ramos, P. M.; Figueiredo, N., 2013, *Avaliação da eficiência da compactação de areias finas a médias com agulha de vibração horizontal*. CNG13
- Saito, A., 1977, *Characteristics of penetration resistance of a reclaimed sandy deposit and their change through vibratory compaction*, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 17, No. 4, Dec. 1977
- Schneider, J.A., Lehane, B.M., 2010, *Evaluation of cone penetration test data from a calcareous dune sand*, CPT10, May 9-11, Huntington Beach, California
- Seng, C.T., Tekc, S.Y., Kee, C.W., Gary NC, 2010, *Soil improvement using vibroflotation close to buried structures*, Ground Improvement Technologies and Case Histories
- Teixeira Duarte Engenharia e Construções, S.A., 2005, Relatório nº5243
- Teixeira Duarte Engenharia e Construções, S.A., 2013, *Procedimiento Especifico Vibroflotación*
- Thorburn, S., 1975, *Building Supported by Stabilized Ground*. *Geotechnique*. Vol. 25. (1975).
- Unas, M., 2010, *Estudo experimental e numérico de problemas de percolação em modelo reduzido*, Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

van 't Hoff, J.; van der Kolff, A.N., 2012, *Hydraulic Fill Manual: For Dredging and Reclamation Works*. Taylor & Francis

Varaksin, S., 2009, *Construction concept and parameters for ground improvement in cohesionless soils*, ISSMGE TC17, Accra, Ghana

Viana da Fonseca, 2013, *Sebenta da unidade curricular de Fundações*

Yee, K., 2011, *On-shore and off-shore compaction for a reclamation project*, ISSMGE TC2011, May 26, 2011, Hong Kong

Yee, Y.W., 2010, Chua, C.G., *Ground improvement techniques for east coast expressway phase 2*, Malaysia, Ground Improvement Technologies and Case Histories

Yi, F., 2014, *Estimating soil fines contents from CPT data*, CPT14, Las Vegas, Nevada

<http://www.teixeiraduarte.com.br/content.asp?CP=TD&cod=697> Junho de 2014

http://economico.sapo.pt/noticias/teixeira-duarte-ganha-obra-de-275-milhoes-na-venezuela_125503.html Junho de 2014

<http://www.correiodevenezuela.com.ve/images/pdf/484.pdf> Junho de 2014

http://www.menard-web.com/internetmenard.nsf/HTML/techniques_fr.html Junho de 2014

http://www.cat.com/en_GB/products/new/equipment/compactors.html Junho de 2014

